



**Esmeralda Raquel  
Silva Moreira**

**Estudo experimental do escoamento numa tomada  
de água-restituição**





**Esmeralda Raquel  
Silva Moreira**

**Estudo experimental do escoamento numa tomada  
de água-restituição**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Inês Osório de Castro Meireles, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação da Doutora Teresa Viseu Sarrico Santos, Investigadora Auxiliar do Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil





## **o júri**

presidente

**Professor Doutor Paulo Barreto Cachim**

Professor Associado da Universidade de Aveiro

**Doutor João Nuno Sequeira Fernandes**

Bolseiro Pós-Doutoramento do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

**Professora Doutora Inês Osório de Castro Meireles**

Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro



Embora a dissertação seja um trabalho individual, esta não pode ser concretizada individualmente, seja por questões intelectuais ou por questões pessoais. Assim, gostaria de agradecer a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para este meu trabalho.

Gostaria de agradecer à Professora Inês Meireles, minha orientadora, por todo o apoio que me prestou através dos conhecimentos transmitidos, correções e sugestões feitas, mesmo quando estas foram pedidas em cima da hora. Um enorme obrigado por toda a ajuda que me deu.

Gostaria também de agradecer à Eng.<sup>a</sup> Teresa Viseu, minha coorientadora, por todas as sugestões e correções realizadas e por toda a disponibilidade

## **agradecimentos**

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) pelo acompanhamento e enquadramento no Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas (NRE) para realizar a investigação necessária para esta dissertação.

Não podia deixar de agradecer também aos Eng.<sup>os</sup> João Rocha e José Melo, pelos conhecimentos transmitidos, imprescindíveis ao início dos ensaios, e em especial à Adelaide Gonçalves pela amizade demonstrada e sem quem os ensaios não seriam de todo possíveis. Aos Eng.<sup>os</sup> João Fernandes e Sílvia Amaral por todo o auxílio que me prestaram, todas as dúvidas que me esclareceram e todas as diretrizes sugeridas e planeadas para os ensaios e desta forma facilitarem a minha participação neste estudo.

Agradeço também às restantes pessoas do NRE pela forma como me receberam e incluíram no seu dia-a-dia, sendo através de almoços descontraídos com a Adelaide, Helena, João, António, Mário, João, Jones, Paula e Ricardo, ou através da pronta disponibilidade do Lourenço e da Joana e restantes pessoas com quem tive o prazer de me cruzar.

À EDP por me permitir usar o modelo físico da restituição de Salomonde, construído no âmbito de um estudo solicitado pela EDP ao LNEC, sem o que teria sido impossível realizar a presente dissertação.

Aos meus amigos por todo o apoio e descontração que me proporcionaram durante toda esta etapa, em especial à Márcia, Eduardo, Daniel, Marco, Ana, Nuno, Santos, Patacas, Carmen, Mário e Johny.

Um agradecimento muito especial à minha mãe, ao meu pai e ao meu irmão, Lina, Manuel e Miguel, sem vocês, sem o vosso apoio incondicional não teria chegado até aqui. À Marta, sem o teu apoio este trabalho também não tinha sido possível. À Maria, as tuas distrações foram mais que necessárias.

Por fim, mas não o menos importante, um especial obrigado ao David, obrigado por todo o apoio, paciência, carinho, disponibilidade, amizade e incentivo dado, sem ti não teria conseguido acabar este trabalho. Obrigado por estares sempre presente.



**palavras-chave**

Restituição, tomada de água, barragem, estudo experimental, sedimentação, medição de velocidades do escoamento.

**resumo**

O presente estudo tem como principal objetivo contribuir para a caracterização do escoamento numa tomada de água-restituição integrada num circuito hidráulico reversível de produção de energia, que funciona tanto em turbinamento como em bombagem.

O estudo, de índole experimental, recorreu a um modelo reduzido construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil. No seu âmbito, foram realizados ensaios de sedimentos e de velocidades no plano das grelhas de uma restituição, para diferentes condições de funcionamento.



**keywords**

Water discharge, water intake, dam, experimental study, sedimentation, flow velocity measurements.

**abstract**

The main objective of the present study is to contribute to the characterization of the flow in a water intake –water discharge integrated in a reversible hydroelectric circuit.

This study, which followed an experimental approach, used a scaled model constructed in the Laboratório Nacional de Engenharia Civil. The experiments consisted in measuring sedimentation and velocity in the grid plane of a water discharge for several working conditions.





# Índice

---

Índice .....	XIII
Índice de Figuras .....	XV
Índice de Tabelas .....	XVIII
Simbologia.....	XIX
1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento e objetivos .....	1
1.2. Estrutura da dissertação .....	2
2. Revisão Bibliográfica .....	3
2.1. Tomadas de Água .....	3
2.1.1. Tipos de Tomadas de Água .....	3
2.1.2. Dimensionamento de Tomadas de Água .....	7
2.2. Modelos reduzidos.....	18
2.2.1. Generalidades .....	18
2.2.2. Análise dimensional e semelhança de escalas .....	19
2.2.3. Leis de Semelhança .....	20
3. Instalação Experimental .....	23
3.1. Descrição geral .....	23
3.2. Relações de semelhança .....	27
3.3. Equipamento de medição.....	30
4. Ensaios com sedimentos .....	35
4.1. Objetivos.....	35
4.2. Escolha dos sedimentos .....	35
4.2.1. Enquadramento .....	35
4.2.2. Granulometria escolhida.....	38
4.3. Ensaios para definição do padrão de transporte e deposição.....	44
4.3.1. Consideração inicial .....	44
4.3.2. Ensaio preliminar 1 - Areia .....	45
4.3.3. Ensaio preliminar 2 - Areia .....	46
4.3.4. Ensaio preliminar 3 - Baquelite .....	48
4.4. Ensaios para identificação das condições de operação que permitem minimizar a acumulação de sedimentos .....	51
4.4.1. Preparação dos ensaios .....	51
4.4.2. Ensaio 1 – Avaliação das condições de ensaio.....	53
4.4.3. Ensaio 3– Identificação do caudal de limpeza.....	60
4.4.4. Ensaio 4 – Análise da capacidade de limpeza do modo turbinamento.....	69
4.4.5. Ensaio 8 – Análise da possibilidade do modo bombagem .....	73
4.4.6. Conclusões.....	74
5. Ensaios de velocidade junto às grelhas.....	77
5.1. Objetivos.....	77

5.2.	Ensaio prévio .....	77
5.3.	Correção da assimetria.....	78
5.4.	Ensaio finais .....	81
5.4.1.	Ensaio 3 – Análise da influência do modo turbinamento.....	83
5.4.2.	Ensaio 6 – Análise da influência do modo bombagem .....	84
5.4.3.	Conclusões.....	86
6.	Conclusões.....	87
7.	Bibliografia.....	89
Anexo 1	.....	93
Anexo 2	.....	97

## Índice de Figuras

---

Figura 1 - Classificação das tomadas de água relativamente ao posicionamento da estrutura de entrada (adaptado de Knauss 1987). .....	4
Figura 2 – Tomada de água lateral: (a) planta; (b) corte a-a (adaptado de ESHA 2004). .....	5
Figura 3 - Exemplo de tomada de água do tipo tirolês: a) vista lateral; b) vista longitudinal (adaptada de ESHA 2004). .....	6
Figura 4 - Vista em planta e em corte de um canal construído no leito do rio e coberto por uma grelha- dimensões em metros (adaptado de ESHA 2004). .....	8
Figura 5 – Número de Strouhal em função da secção transversal da barra (Pinheiro 2006). .....	12
Figura 6 – Tomada de água propensa à formação de vórtices (Knauss 1987). .....	14
Figura 7 – Causas de vórtices: (a) excentricidade, (b) gradientes de velocidade e (c) obstruções (Knauss 1987). .....	14
Figura 8 – Escoamento rotacional aproximando-se de: (a) assimetria e (b) mudança de direção dos limites (Knauss 1987). .....	14
Figura 9 - Grau mínimo de submersão (ESHA 2004). .....	15
Figura 10 – Classificação do tipo de vórtice segundo o <i>Alden Research Laboratory</i> (adaptado de Knauss 1987). .....	16
Figura 11 – Câmara de sedimentação (adaptado de ESHA 2004). .....	17
Figura 12 - Representação geral da implantação do modelo da restituição do circuito hidráulico de reforço de potência (adaptado do esquema cedido pelo LNEC). .....	23
Figura 13 - Modelo físico: a) troço a montante da restituição do reforço de potência; b) troço a jusante da restituição do reforço de potência; c) aspeto geral do modelo. ....	24
Figura 14 - Modelo da restituição do circuito de reforço de potência: a) vista frontal; b) planta. ....	25
Figura 15 - Modelo da restituição do circuito existente. ....	25
Figura 16 - Canal horizontal escavado na rocha a jusante da restituição com rasto à cota de 138,00 m. ....	26
Figura 17 - Ponte sobre o rio Cávado a ser construída a montante da restituição. ....	26
Figura 18 - Circuito hidráulico para simular as operações de bombagem e turbinamento no modelo da restituição. ....	27
Figura 19 - Equipamentos na central: a) controlador da válvula; b) caudalímetro. ....	31
Figura 20 - Equipamentos no modelo: a) caudalímetro - 1. visor; 2. sensor colocado na tubagem; b) bomba; c) debitómetro. ....	31
Figura 21 – Vectrino Plus. ....	32
Figura 22 - Esquematização da sonda (Nortek 2009). ....	33
Figura 23 – Dimensões do Vectrino Plus: (a) transdutores do vectrino e (b) vectrino completo. Todas as medidas estão em mm (adaptado de Fernandes 2013). ....	33
Figura 24 - Instalação de medições de velocidade com o UVP - DUO. ....	34

Figura 25 - Representação geográfica das barragens do norte de Portugal, estando assinaladas: a vermelho: barragem de Salomonde; a roxo: barragem de Venda Nova e a verde: barragem de Paradela (adaptado da imagem retirada a 29/1/2013 de <a href="http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Mapanorte.htm">http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Mapanorte.htm</a> ). .....	36
Figura 26 - Localização das barragens de Salomonde, Paradela e Venda Nova no mapa de satélite. (adaptada da imagem retirada a 29/1/2013 do <i>GoogleEarth</i> ). .....	37
Figura 27 - Curvas granulométricas das areias médias. ....	37
Figura 28 - Curvas granulométricas das areias finas. ....	38
Figura 29 - Diagrama de Shields. ....	39
Figura 30 - Diagrama de Shields, com representação dos valores para os diferentes materiais. ....	41
Figura 31 - Diagrama de Shields, com representação dos valores para os diferentes materiais. ....	44
Figura 32 - Evolução da deposição dos sedimentos: a) deposição inicial; b) deposição ao fim de 10 minutos. ....	45
Figura 33 - Deposição dos sedimentos a jusante do açude: a) locais de deposição de sedimentos imediatamente a jusante da ponte; b) local de deposição de sedimentos por baixo da ponte, imediatamente a jusante do açude. ....	46
Figura 34 - Transporte e deposição dos sedimentos ao longo do ensaio. ....	47
Figura 35 - a) transporte de sedimentos; b) sedimentação no interior da restituição. ....	48
Figura 36 - Evolução do transporte e deposição dos sedimentos ao longo do tempo, a jusante da restituição (à esquerda) e na restituição (à direita). ....	50
Figura 37 - Deposição dos sedimentos a jusante da restituição (à esquerda) e no seu interior (à direita). ....	51
Figura 38 - Condição de alimentação de caudal líquido do modelo .....	52
Figura 39 - Deposição de sedimentos a jusante da restituição. ....	54
Figura 40 - Deposição de sedimentos no canal a jusante da restituição. ....	55
Figura 41 - Estabilização do transporte de sedimentos a jusante da restituição. ....	56
Figura 42 - Deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência (à esquerda) e na restituição existente (à direita). ....	56
Figura 43 - Estabilização da quantidade de sedimentos no fundo do canal a jusante da restituição. ....	57
Figura 44 - Comparação entre a quantidade de sedimentos depositados no fundo do canal no instante final da alimentação, de sedimentos, do modelo e no final do período de estabilização. ....	58
Figura 45 - Deposição de sedimentos no canal a jusante da restituição. ....	58
Figura 46 - Medição da espessura da camada de sedimentos: a) fotografia geral; b) sedimentos junto à restituição existente; c) sedimentos junto à restituição do reforço de potência. ....	59
Figura 47 - Evolução do transporte de sedimentos durante a primeira hora. As imagens da esquerda correspondem a este ensaio e as da direita correspondem ao ensaio 1. ....	61

Figura 48 - Evolução do transporte de sedimentos durante as últimas 5 horas. As imagens da esquerda correspondem a este ensaio e as da direita correspondem ao ensaio 1.....	62
Figura 49 - Forma final da estabilização de sedimentos no ensaio 3 e no ensaio 1. ....	63
Figura 50 - Deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência .....	63
Figura 51 - Deposição de sedimentos na restituição existente durante a estabilização da quantidade de sedimentos depositados no ensaio 3.....	64
Figura 52 - Evolução da forma de deposição de sedimentos para $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$ ao fim de 3 horas.....	65
Figura 53 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição do reforço de potência e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ ao fim de 1,5 h. ....	66
Figura 54 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza $Q_{Limp}=600 \text{ m}^3/\text{s}$ ao fim de 1 hora. ....	67
Figura 55 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza $Q_{Limp}=700 \text{ m}^3/\text{s}$ ao fim de 14 horas.....	68
Figura 56 - Pormenor da deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência ao fim das 14 horas de ensaio. ....	69
Figura 57 - Evolução do transporte de sedimentos provocado pelo caudal de turbinamento $Q_{turb}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ , ao fim de 6 horas.....	70
Figura 58 - Pormenor da limpeza realizada pelo caudal de turbinamento, $Q_{turb}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ , ao fim de 6 horas, na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência.....	71
Figura 59 - Pontos onde foi medida a altura dos sedimentos: a) ensaio 1 e b) ensaio 4. ....	72
Figura 60 - Evolução do transporte de sedimentos ao longo das aproximadamente 3 horas do ensaio com a restituição do reforço de potência a trabalhar em bombagem. ....	73
Figura 61 - Pormenor da deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência.....	74
Figura 62 - Esquema dos pontos para medição .....	77
Figura 63 - Gráfico dos resultados obtidos no ensaio de medição de velocidades. ....	78
Figura 64 - Peça para corrigir a assimetria no perfil de velocidades: a) peça em acrílico com brita; b) peça no encaixe que vai ser colocado na tubagem do modelo; c) vista lateral do encaixe com a peça. ....	79
Figura 65 - Local de implantação da peça para correção da assimetria: a) antes da aplicação; b) corte feito para a aplicação.....	79
Figura 66 - Gráfico dos resultados obtidos na medição de velocidades após colocação da peça.....	80
Figura 67 - Gráfico com os valores obtidos antes e após a aplicação da peça de perda de carga.....	81
Figura 68 - Pontos de medição da velocidade no plano da grelha. ....	81

Figura 69 - Velocidades no protótipo para o Ensaio 3. ....	84
Figura 70 - Velocidades no protótipo para o Ensaio 6. ....	85

## Índice de Tabelas

---

Tabela 1 – Coeficiente de majoração do número de Strouhal (NBR 11213:2000). ....	12
Tabela 2 – Avaliação de diferentes escalas. ....	30
Tabela 3 - Características dos materiais disponíveis para os ensaios de transporte de sedimentos. ....	40
Tabela 4 - Valores do Diagrama de Shields ....	41
Tabela 5 - Planificação dos ensaios de sedimentos ....	53
Tabela 6- Altura dos sedimentos nos respetivos pontos. ....	59
Tabela 7 - Altura dos sedimentos após limpeza através de turbinamento. ....	72
Tabela 8 - Velocidades obtidas (valores em m/s). ....	78
Tabela 9 - Valores de velocidade obtidos após colocação da peça para correção da assimetria (valores em m/s). ....	79
Tabela 10 - Planificação dos ensaios de medição de velocidades ....	82
Tabela 11 - Área de influência de cada ponto no modelo (valores em cm). ....	82
Tabela 12 - Caudal na área de influência de cada ponto do Ensaio 3 (valores em l/s). ....	83
Tabela 13 - Velocidades obtidas em cada ponto no Ensaio 3 (valores em m/s). ....	84
Tabela 14 - Caudal na área de influência de cada ponto do Ensaio 6 (valores em l/s). ....	85
Tabela 15 - Velocidades obtidas em cada ponto no Ensaio 6 (valores em m/s). ....	85
Tabela 16 - Resultados da análise realizada com base no estudo de Ho <i>et al.</i> (2010). ....	99

## Simbologia

---

$A_R$	– relação de escala de áreas;
$A_T$	– área total da secção de entrada da restituição;
$A_m$	– área no modelo;
$A_p$	– área no protótipo;
$a$	– afastamento entre as barras;
$B$	– largura da câmara de sedimentação;
$b$	– dimensão das barras no sentido do escoamento;
$C_a$	– número de Cauchy;
$c$	– constante usada no cálculo do grau de submersão mínimo, relacionada com as condições de aproximação;
$D$	– diâmetro do grão do sedimento;
$D_a$	– diâmetro do grão de areia usado nos ensaios;
$D_b$	– diâmetro do grão da baquelite;
$D_c$	– diâmetro da conduta;
$E_b$	– módulo de elasticidade das barras;
$E_u$	– número de Euler;
$e$	– espessura das barras;
$F_R$	– número de Froude;
$F_R^m$	– número de Froude no modelo
$F_R^p$	– número de Froude no protótipo;
$f_b$	– frequência própria das barras;
$f_v$	– frequência dos vórtices;
$g$	– aceleração gravítica;
$h$	– altura de água;
$h_R$	– altura da secção de entrada da restituição;
$h_{cr}$	– altura crítica;
$h_t$	– grau mínimo de submersão;
$i$	– raio de giração da secção transversal da barra em relação ao eixo paralelo à velocidade de corrente;
$K$	– coeficiente da perda de carga localizada;
$K_R$	– coeficiente de rugosidade;
$k_R$	– rugosidade da restituição;
$k_c$	– coeficiente de possibilidade de colmatação da grelha;
$k_f$	– coeficiente de forma das barras da grelha;
$L$	– comprimento;
$L_R$	– relação de escala de comprimentos;
$L_b$	– distância entre apoios das barras;
$L_m$	– comprimento no modelo;

$L_p$	– comprimento no protótipo;
$L_s$	– comprimento da câmara de sedimentação;
$l$	– comprimento;
$l_R$	– largura total da secção de entrada da restituição;
$M$	– massa;
$M_b$	– fator de fixação das barras;
$p$	– relação entre a área obstruída pela grelha e a área total;
$Q$	– caudal;
$Q_{EX}$	– somatório dos caudais em cada área de influência do ensaio X de medição de velocidades junto à grelha;
$Q_R$	– relação de escala de caudais;
$Q_{bomb}$	– caudal de bombagem;
$Q_{desc}$	– caudal da descarga de fundo;
$Q_{limp}$	– caudal de limpeza;
$Q_M$	– caudal lido no debitómetro eletromagnético;
$Q_m$	– caudal no modelo;
$Q_p$	– caudal no protótipo;
$Q_{turb}$	– caudal de turbinamento;
$Re$	– número de Reynolds;
$R_h$	– raio hidráulico;
$S_t$	– número de Strouhal das barras;
$s$	– inclinação do canal;
$T$	– tempo;
$t$	– tempo decorrido após início do ensaio;
$t_D$	– tempo de deposição;
$t_T$	– tempo de transferência;
$t_t$	– tempo de ensaio decorrido após adição dos sedimentos;
$t_x$	– tempo decorrido com o caudal X;
$U$	– velocidade;
$U_R$	– relação de escala de velocidades;
$U_m$	– velocidade no modelo;
$U_p$	– velocidade no protótipo;
$U_0$	– velocidade inicial;
$u$	– velocidade média do escoamento;
$u_D$	– velocidade de deposição;
$u_R$	– velocidade média à entrada da restituição;
$u_{Rm}$	– velocidade média total mínima na entrada da restituição;
$u_{cr}$	– velocidade de transferência crítica;
$u_t$	– velocidade de transferência;
$u_*$	– velocidade de atrito junto ao fundo usada por Ho <i>et al.</i> (2010)
$u_{*c}$	– velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao início do fenómeno



	de transporte sólido;
$W_e$	– número de Weber;
$X_{cr}$	– valor de $X$ correspondente ao início do movimento;
$Y_{cr}$	– valor de $Y$ correspondente ao início do movimento;
$\gamma$	peso volúmico da água;
$\gamma_b$	– peso volúmico das barras;
$\gamma_s$	– peso volúmico do sedimento;
$\Delta H$	– perda de carga localizada;
$\Delta p$	– diferença de pressão;
$\varepsilon$	– módulo de elasticidade volumétrica de um fluido;
$\lambda$	– escala de comprimento;
$\mu$	– viscosidade dinâmica;
$\rho$	– massa volúmica;
$\rho_w$	– massa volúmica da água;
$\sigma$	– tensão superficial;
$\tau$	– parâmetro de Shields;
$\tau_c$	– tensão crítica de arrastamento;
$\tau_0$	– tensão junto ao fundo;
$\tau_c^*$	– parâmetro de Shields crítico;
$\nu$	– viscosidade cinemática;
$\varphi$	– ângulo do plano da grelha com a horizontal.



# 1. Introdução

---

## 1.1. Enquadramento e objetivos

A presente dissertação visa contribuir para a caracterização do escoamento numa tomada de água-restituição integrada num circuito hidráulico reversível de produção de energia, que funciona tanto em turbinamento como em bombagem.

O estudo é realizado com base em ensaios experimentais conduzidos no modelo físico do circuito hidráulico da nova central hidroelétrica a construir no Aproveitamento de Salamonde. O modelo foi construído no pavilhão de modelos do Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas (NRE) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), para a Electricidade de Portugal (EDP).

A barragem de Salamonde situa-se no rio Cávado e será objeto de reforço de potência, com a instalação de um grupo reversível. Este grupo funcionará em turbinamento durante as horas em que houver maiores solicitações no consumo de energia e em bombagem nos períodos de horas em “vazio”.

O circuito hidráulico terá uma estrutura localizada na albufeira, a que é dado o nome de tomada de água, e uma estrutura localizada no rio Cávado, a que é dado o nome de estrutura de restituição. No funcionamento em turbinamento, a estrutura hidráulica localizada no rio Cávado funciona como restituição; no funcionamento em bombagem, esta estrutura hidráulica funciona como tomada de água.

Durante o funcionamento do circuito hidráulico reversível é importante evitar a entrada de sedimentos para o interior do circuito para não danificar os equipamentos eletromecânicos assim como limitar a velocidade de aproximação às grelhas para um valor compatível com as suas dimensões. Através da presente dissertação, pretende-se apresentar um contributo para a caracterização do transporte e deposição de sedimentos junto a estruturas de tomada de água-restituição de circuitos hidráulicos, bem como para a caracterização do campo de velocidades do escoamento na aproximação às mesmas.

## **1.2. Estrutura da dissertação**

Esta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos, sendo que o primeiro capítulo apresenta os objetivos gerais da dissertação e a estrutura da mesma.

O capítulo 2 abrange a revisão bibliográfica que foi realizada no âmbito da presente dissertação. Abordam-se as principais características e problemas que ocorrem em tomadas de água. Note-se que apesar da dissertação ser sobre a restituição de um reforço de potência, foram igualmente conduzidos ensaios em bombagem, caso em que a restituição funciona como tomada de água. No mesmo capítulo é apresentada a teoria de semelhança, que está na base da utilização de modelos reduzidos.

No terceiro capítulo procede-se à descrição da instalação experimental, descrevendo-se o modelo reduzido e identificando os equipamentos de medição usados nos ensaios.

O capítulo 4 refere-se aos ensaios de sedimentação, descrevendo-se os ensaios que permitiram escolher o material e definir o tempo ótimo de ensaio. Apresentam-se igualmente exemplos de ensaios que pretendem contribuir para definir condições de operação visando minimizar a acumulação de sedimentos a jusante da estrutura de restituição (que poderiam ser aspirados em bombagem e danificar os equipamentos eletromecânicos) e na zona mais estreita do canal (que poderiam condicionar a vazão e, consequentemente, influenciar a operação de bombagem).

Por fim, no capítulo 5 descrevem-se os ensaios de velocidade junto à entrada da tomada de água e analisam-se os resultados.

O capítulo 6 apresenta as principais conclusões do presente estudo e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. Revisão Bibliográfica

---

### 2.1. Tomadas de Água

As tomadas de água têm como finalidade (Quintela *et al.* 2001): i) o abastecimento público; ii) a irrigação; iii) a produção hidroelétrica; iv) o abastecimento de circuitos de refrigeração ou v) a manutenção de caudais reservados no leito a jusante da barragem.

#### 2.1.1. Tipos de Tomadas de Água

As tomadas de água podem ser divididas em (Quintela *et al.* 2001): i) tomadas de água em albufeiras de regularização e ii) tomadas de água sem albufeira de regularização.

Nas tomadas de água em albufeiras de regularização a água contém, de uma forma geral uma quantidade não significativa de material sólido em suspensão, uma vez que a estrutura de entrada se localiza acima da cota máxima previsível de ser atingida pelos sedimentos depositados na albufeira.

Já as tomadas de água sem albufeira de regularização podem ser divididas em (Pinheiro 2006): i) tomadas em aproveitamento a fio-de-água ou cursos de água com alturas de escoamento significativas, caso em que a água poderá conter quantidades significativas de material sólido em suspensão e transportá-lo por arrastamento para a tomada de água; ii) reservatórios artificiais de pequena profundidade.

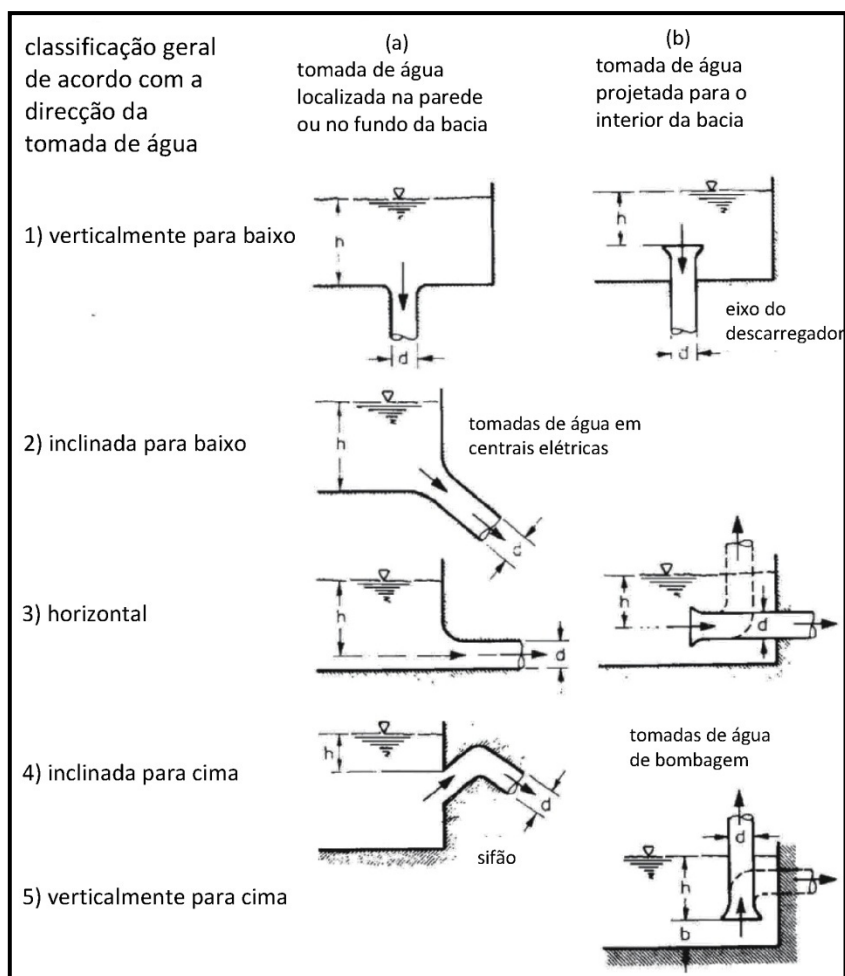
##### 2.1.1.1. Tomadas de água em albufeiras de regularização

As tomadas de água em albufeiras de regularização podem ser de vários tipos (Quintela *et al.* 2001): i) atravessando a barragem (alternativa frequentemente usada em barragens de betão); ii) em torre adjacente à barragem (também usada em barragens de betão); iii) em torre separada do corpo da barragem (usada mais frequentemente em barragens de aterro); iv) estrutura fundada numa das vertentes (normalmente seguida de túnel) e v) estrutura flutuante (mais usada em tomadas de água temporárias).

Segundo ESHA (2004), como nas tomadas de água em albufeiras de regularização a água é transferida sobre pressão, os problemas associados são diferentes dos das tomadas de água sem albufeiras de regularização. Por outro lado, nas tomadas de água sob pressão

sujeitas a baixas pressões localizadas, existe o risco de formação de vórtices na sua entrada ou de poços de ar a jusante, na conduta.

A Figura 1 apresenta uma proposta de subclassificação das tomadas de água relativamente ao posicionamento da estrutura de entrada, sendo classificadas em termos de orientação e direção da estrutura de entrada e em termos da sua projeção para dentro da zona de captação da água (Knauss 1987).



**Figura 1 - Classificação das tomadas de água relativamente ao posicionamento da estrutura de entrada (adaptado de Knauss 1987).**

De acordo com a Figura 1 é possível classificar as tomadas de água através do posicionamento das condutas como verticais, horizontais e inclinadas. Quando a cota de soleira da tomada de água é superior à conduta deve ser escolhida a tomada de água do tipo horizontal. Já uma tomada de água vertical deve ser adotada para entradas localizadas ao nível da conduta. As tomadas de água inclinadas são colocadas ao longo da encosta ou margem da albufeira (BUREC 1987).

### 2.1.1.2. Tomadas de água sem albufeira de regularização

#### 2.1.1.2.1. Tomada de água lateral

As tomadas de água são consideradas laterais quando a sua estrutura de entrada se encontra, no plano horizontal, inclinada em relação à secção transversal do rio, como está representado na Figura 2 (Quintela e Pinheiro, 1987).

De acordo com ESHA (2004), as tomadas de água laterais funcionam usando uma curva do rio e um canal de deposição de material sólido. Este tipo de tomada de água favorece a presença de uma forte corrente secundária ao longo da zona exterior da curva do rio, o que dificulta a entrada de caudal sólido na tomada de água.

Para evitar a entrada de caudal sólido em suspensão na tomada de água, pode ser instalado um muro parcialmente submerso, com cerca de 0,8 a 1,0 m de submersão (Figura 2b).

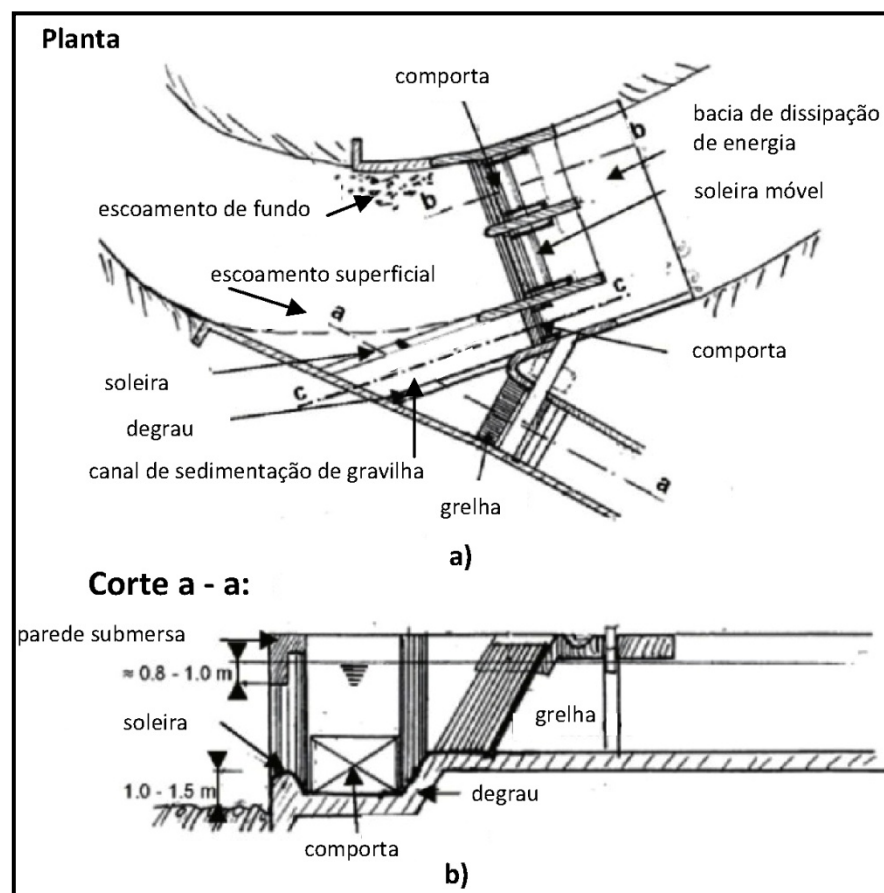


Figura 2 – Tomada de água lateral: (a) planta; (b) corte a-a (adaptado de ESHA 2004).

#### 2.1.1.2.2. Tomada de água frontal

As tomadas de água frontais são indicadas para troços retilíneos de rios com largura máxima de 50 m e estão equipadas com um túnel de depósito de material sólido. Têm com vantagem a capacidade para lidar com grandes quantidades de caudal sólido. No entanto apresentam como desvantagem o facto dos túneis de gravilha terem de ser descarregados de forma contínua, o que leva a grandes perdas de água (ESHA 2004).

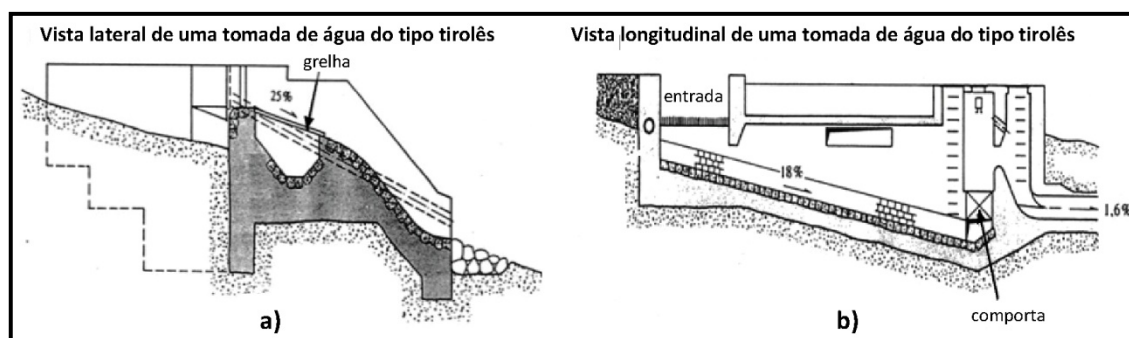
A implantação destas tomadas de água é condicionada pelas características da topografia local, do açude e dos condicionamentos do circuito hidráulico (Quintela e Pinheiro, 1987).

#### 2.1.1.2.3. Tomada de água do tipo inferior ou tirolês

As tomadas de água do tipo inferior ou tirolês são constituídas por um canal transversal à direção do curso de água, com inclinação superior ao declive natural do leito do rio, e coberto por uma grelha (Ramos e Almeida, 2000).

Estas tomadas de água são normalmente implantadas em cursos de água retilíneos e com acentuada inclinação, do tipo torrencial, e com grandes volumes de material sólido transportado (Ramos e Almeida 2000; ESHA 2004).

Estas tomadas de água têm a vantagem de serem económicas e adaptáveis a pequenas instalações hidroelétricas, já que exigem pouca manutenção (Ramos e Almeida, 2000). Na Figura 3 está representada uma tomada de água do tipo tirolês.



**Figura 3 - Exemplo de tomada de água do tipo tirolês: a) vista lateral; b) vista longitudinal (adaptada de ESHA 2004).**

Brunella *et al.* (2003), Righetti e Lanzoni (2008), entre outros, propuseram recentemente novas regras de dimensionamento para este tipo de tomadas de água.



## 2.1.2. Dimensionamento de Tomadas de Água

### 2.1.2.1. Considerações gerais

Apesar dos diferentes tipos de tomadas de água existentes, há certos parâmetros no seu dimensionamento que são iguais para todas.

Ramos (2000) refere que a forma da estrutura de tomada de água deve ser definida de tal forma que sejam evitadas zonas de separação do escoamento e perdas de carga elevadas.

Para evitar manutenção desnecessária e problemas operacionais, o dimensionamento de tomadas de água precisa de especial cuidado. Assim, devem ser tidas como base considerações geológicas, hidráulicas, estruturais e económicas.

Desta forma, um projetista de tomadas de água deve ter em atenção (ESHA 2004):

- critérios hidráulicos e estruturais comuns a todos os tipos de tomadas de água;
- critérios operacionais que variam com o tipo de tomada de água, isto é, a percentagem de caudal a ser desviado, tratamento dos detritos, exclusão dos sedimentos, entre outros;
- critérios ambientais, que dependem de cada projeto (e.g., passagens de peixes);
- a localização, que depende do nível de submersão, condições geotécnicas, considerações ambientais, exclusão dos sedimentos e da formação de gelo;
- a orientação da tomada de água em relação à entrada do escoamento.

Os critérios hidráulicos mais comuns a ter em conta no dimensionamento de tomadas de água são:

- a minimização de perdas de carga;
- o correto dimensionamento dos equipamentos;
- a minimização da ocorrência de vórtices;
- a minimização da entrada de sedimentos.

Quanto ao dimensionamento das passagens de peixes, este está intrinsecamente ligado às espécies de peixes que habitam a zona, o que exige, para além dos conhecimentos já indicados, conhecimentos de biologia. Para uma descrição mais detalhada dos mecanismos existentes de bloqueio de passagem de peixes podem ser consultados, por exemplo, ASCE (1995), Edwards *et al.* (1988), Odgaard *et al.* (1987), Odgaard *et al.* (1990), entre outros.

De todas estas condições enumeradas, para o caso de Portugal pode excluir-se a formação de gelo nas albufeiras das barragens. Caso fosse necessário considerá-la, em BUREC (1987) são descritas sucintamente algumas regras para este tipo de dimensionamento. Chen *et al.* (2004) e Daly e Ettema (2006) também realizaram estudos recentes sobre esta problemática.

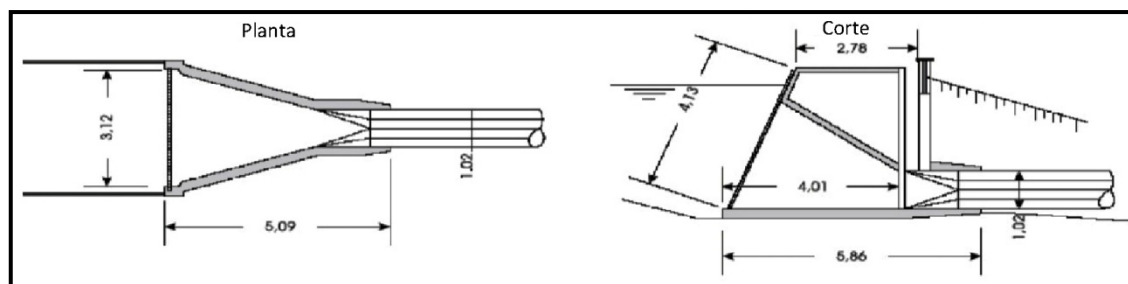
#### 2.1.2.2. Perdas de carga

Para se minimizar as perdas de carga pode-se:

- criar muros guia a montante da tomada de água;
- proceder ao dimensionamento apropriado da grelha.

A variação brusca da velocidade ao longo da tomada de água tem grande impacto nas perdas de carga, pois se houver uma súbita aceleração ou perda de velocidade do escoamento há um aumento de turbulência com a separação do escoamento, aumentando a perda de carga. Para se ter uma aceleração constante, com baixas perdas de carga, é necessário uma tomada de água muito complexa e longa, o que envolve um grande investimento económico. Desta forma, é necessário chegar a uma boa relação de custo/eficiência (ESHA 2004).

Num estudo realizado pelo departamento de investigação de "Energia, Minas e Recursos" do Canadá (ESHA 2004) centrado nos coeficientes de perda de carga da estrutura de entrada de pequenas tomadas de água, sujeitas a pequena carga, chegou-se à conclusão que a melhor relação custo/benefício, em termos de perdas de carga, corresponde a uma tomada de água compacta com uma cobertura inclinada e paredes convergentes (Figura 4).



**Figura 4 - Vista em planta e em corte de um canal construído no leito do rio e coberto por uma grelha-  
dimensões em metros (adaptado de ESHA 2004).**

### 2.1.2.3. Equipamentos

De forma a privilegiar o bom funcionamento da tomada de água, esta tem de ser composta por (Quintela *et al.* 2001): i) grelha de proteção, amovível ou fixa; ii) comporta ou válvula, caso seja de pequenas dimensões; iii) e sistema de arejamento da comporta.

O único objetivo da comporta ou válvula é isolar o circuito hidráulico a jusante.

É necessário um sistema de arejamento a jusante da comporta, pois, caso seja necessário interromper o escoamento com a comporta de proteção, podem gerar-se vórtices na zona de separação do escoamento imediatamente a jusante da comporta, assim sendo, este sistema de arejamento deve evitar as vibrações provocadas por esses mesmos vórtices (Quintela *et al.* 2001).

Para que este arejamento seja possível, normalmente existe uma conduta cuja extremidade superior se situa bastante acima do nível de máxima cheia. Para evitar que objetos entrem por esta conduta e sejam posteriormente arrastados para o restante circuito hidráulico e vir a danificar os órgãos hidromecânicos deve-se prestar particular atenção à sua proteção (Quintela *et al.* 2001).

As grelhas são aplicadas na extremidade de montante da tomada de água, de forma a evitar a entrada de material que possa danificar os equipamentos que se encontram a jusante ou que seja indesejável do ponto de vista da manutenção. As grelhas podem ser portanto, consideradas como o órgão hidromecânico de proteção do circuito hidráulico.

As grelhas apresentam-se, normalmente, sob a forma de painéis retangulares constituídos por um conjunto de barras com determinada secção transversal solidarizadas ao quadro do painel e por travessas intermédias para diminuir o vão livre das barras.

Para o dimensionamento das grelhas os parâmetros mais importantes são: o espaçamento entre as barras, a relação entre a área total e a área útil de escoamento e a secção transversal das barras. A secção transversal das barras deve ser capaz de suportar os esforços normais ao plano das grelhas.

Para o espaçamento entre barras deve-se ter em atenção a dimensão máxima dos materiais sólidos admissíveis pelo equipamento a proteger.

Normalmente o equipamento condicionante para este dimensionamento é a máquina hidráulica, que pode ser uma turbina ou uma turbina-bomba. Assim, o espaçamento entre as barras deve ser aprovado pelo fornecedor da máquina hidráulica.

A limpeza das grelhas pode ser feita: i) automaticamente, através de um limpá-grelhas motorizado, comandado por um sensor de perda de carga na grelha; ii) manualmente, se o comprimento das barras não ultrapassar 2 a 3 m. Nos casos de aproveitamentos a fio-de-água é necessário ter especial atenção à limpeza das grelhas, pois há maior acumulação de material flutuante (Quintela *et al.* 2001).

Para se proceder ao dimensionamento das grelhas é necessário ter em atenção:

- **Velocidade através das grelhas**

ESHA (2004) estabelece que, para pequenas centrais hidroelétricas, a velocidade inicial,  $U_0$ , na entrada da tomada de água tem de estar entre 0,6 m/s e 1,5 m/s. Já para tomadas de água em albufeiras, Pinheiro (2006) considera que o valor de velocidade não deve exceder 0,80 a 1,00 m/s, no entanto estabelece diferentes valores tendo em conta a colmatagem das grelhas e a sua limpeza:

- se a grelha se encontra em local de difícil acesso e consequente inexistência de limpeza automática das grelhas, sendo neste caso aconselhado adotar-se velocidades mínimas na ordem dos 0,10 m/s.
- se a grelha tem um dispositivo de limpeza automática ou em tomadas de água em albufeiras em que estas se encontram sempre submersas, o espaçamento entre barras deve ser entre 0,04 m e 0,05 m e a velocidade máxima na ordem de 1,00 m/s.

Lencastre (1996) também estabelece valores aconselháveis de velocidade de aproximação às grelhas, tendo em conta a profundidade da grelha e o seu sistema de limpeza, no entanto estes valores encontram-se no intervalo de valores sugerido por ESHA (2004) e Pinheiro (2006).

- **Perdas de carga**

Como já foi referido anteriormente, as grelhas são o que mais influencia as perdas de carga, desta forma, a perda de carga na grelha depende da secção transversal das barras da grelha, da relação entre secção livre e secção obstruída e a orientação em planta da grelha em relação ao escoamento (Levin 1968 *em* Pinheiro 2006).

Assim, a perda de carga localizada é calculada através de:

$$\Delta H = K \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (1)$$

Sendo que Pinheiro (2006) define:

$$K = k_c \cdot k_f \cdot p^{1.6} \cdot f\left(\frac{b}{a}\right) \cdot \sin \varphi \quad (2)$$

em que:

$k_c$  – é o coeficiente relativo: à possibilidade de colmatação da grelha:

- $k_c = 1,1$  a  $1,2$  para uma grelha equipada com limpador automático moderno;
- $k_c = 1,5$  para uma grelha equipada com limpador automático antigo;
- $k_c = 2$  a  $4$ , ou superior, para uma grelha com limpeza manual, em que  $k_c$  depende das características do curso de água.

$k_f$  – é o coeficiente de forma das barras da grelha:

- $k_f = 0,51$  para secção retangular alongada;
- $k_f = 0,35$  para secção circular;
- $k_f = 0,51$  para secção alongada com semicírculos nas extremidades.

$p$  – é a relação entre a área obstruída pela grelha e a área total

$f\left(\frac{b}{a}\right)$  – é dado pela equação:  $f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2,3 \cdot \left(\frac{b}{a}\right) + 2,4 \cdot \left(\frac{a}{b}\right)$

$b$  – é a dimensão das barras no sentido do escoamento

$a$  – é o afastamento entre as barras

$\varphi$  – é o ângulo do plano da grelha com a horizontal

- **Estabilidade das barras**

O escoamento ao passar pelas barras da grelha gera vórtices alternados que levam a vibrações na grelha. É importante determinar a frequência própria dos vórtices,  $f_v$ , para que a frequência própria das barras,  $f_b$ , se afaste desse valor, isto é:  $f_v \neq f_b$  (Pinheiro 2006).

Assim sendo, Pinheiro (2006) refere que a frequência dos vórtices pode ser calculada por:

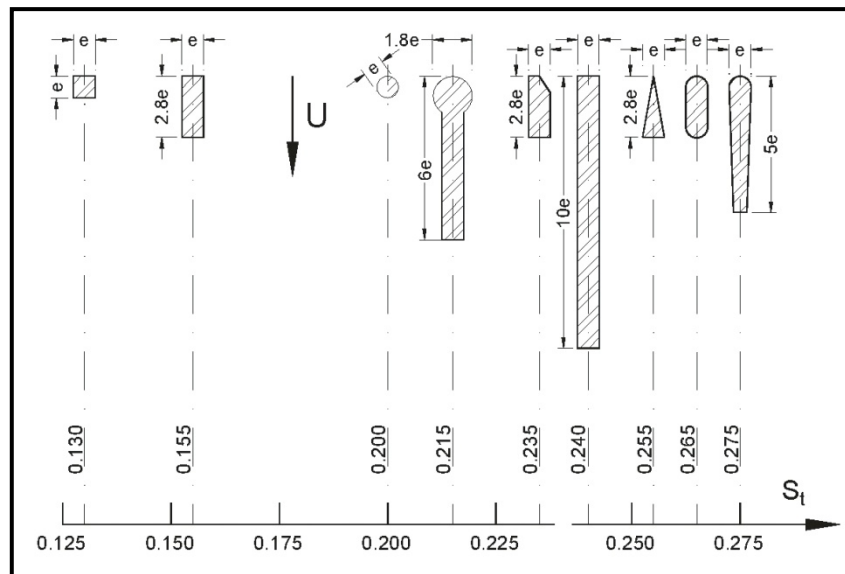
$$f_v = S_t \cdot \frac{U}{e} \quad (3)$$

onde  $S_t$  é o número de Strouhal das barras,  $U$  é a velocidade média do escoamento através das grelhas e  $e$  a espessura das barras. O número de Strouhal depende da secção transversal

das barras, como é apresentado na Figura 5, e deve ser majorado de acordo com os valores da tabela em baixo.

**Tabela 1 – Coeficiente de majoração do número de Strouhal (NBR 11213:2000).**

$\frac{a+e}{a}$	2	3	4	>5
Coef. de majoração	1,70	1,20	1,05	1,00



**Figura 5 – Número de Strouhal em função da seção transversal da barra (Pinheiro 2006).**

A frequência própria das barras é dada por (Pinheiro 2006):

$$f_b = M_b \cdot \frac{i}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot E_b}{\gamma_b \cdot \frac{a}{e} \cdot \gamma}} \quad (4)$$

em que,

$M_b$  – é o fator de fixação das barras:

- $M_b = 3,565$  para as extremidades encastradas;
- $M_b = 0,169$  para extremidades articuladas;

$i$  – é o raio de giração da seção transversal da barra em relação ao eixo paralelo à velocidade de corrente;

$L$  – é a distância entre os apoios das barras;

$E_b$  – é o módulo de elasticidade das barras;

$\gamma_b$  – é o peso volúmico das barras;

$\gamma$  – é o peso volúmico da água;

É importante referir que esta expressão só é válida para  $a \leq 0,7 \cdot b$ . Para  $a > 0,7 \cdot b$  deve adotar-se  $a = 0,7 \cdot e$ .

Por questões de estabilidade  $f_b \gg f_v$ , tendo esta relação de ser no mínimo:

$$f_b > 1,5 \cdot f_v.$$

#### 2.1.2.4. Vórtices

A formação de vórtices à entrada de tomadas de água tem sido amplamente estudada ao longo dos anos. No entanto, não sendo objeto de estudo na presente dissertação, esta temática não será apresentada em pormenor. Nos subcapítulos seguintes serão apresentados conceitos relacionados com:

- os danos que os vórtices poderão causar em tomadas de água;
- as causas para a formação de vórtices em tomadas de água;
- os tipos de vórtices que podem ocorrer em tomadas de água.

Para informação mais detalhada sobre este tema pode ser consultado por exemplo, ASCE (1995), Ferreira e Genovez (2005) *em* Silva (2012), Quintela (2007), entre outros.

##### 2.1.2.4.1. Danos

A formação de vórtices à entrada de tomadas de água é de evitar porque pode (ESHA 2004):

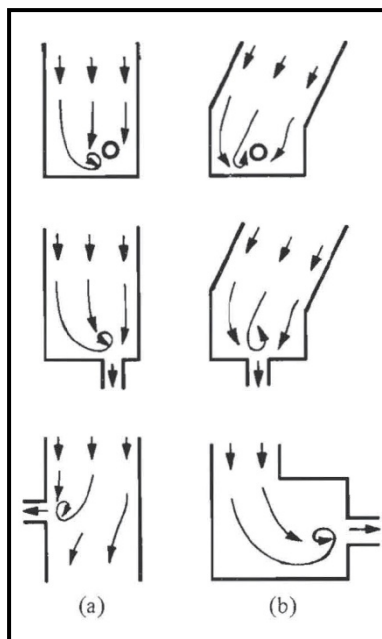
- produzir condições de escoamento não uniforme;
- introduzir ar no escoamento, com resultados desfavoráveis para as turbinas como: vibração, cavitação, entre outras;
- aumentar as perdas de carga e diminuir a eficiência;
- arrastar detritos para a tomada de água.

##### 2.1.2.4.2. Causas

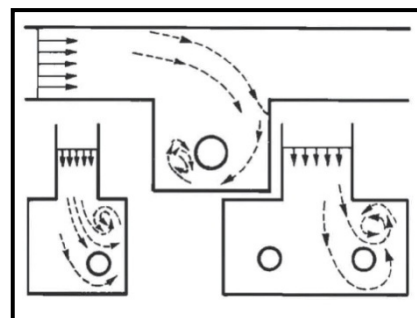
Dentro das causas para a formação de vórtices, aquela que é encontrada mais frequentemente é a existência de uma excentricidade na aproximação da corrente relativamente à tomada de água. Na maioria dos casos, a assimetria na aproximação do caudal devido a condições geométricas causa a formação de vórtices, mas também há

processos hidráulicos responsáveis pela sua formação em instalações geometricamente simétricas, mesmo com uma velocidade de distribuição ideal na aproximação da corrente (Knauss 1987).

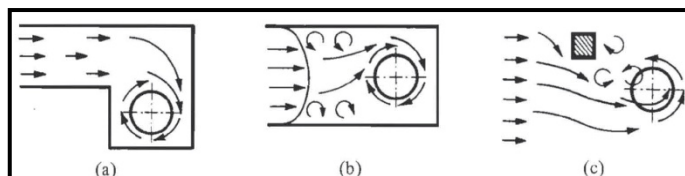
Knauss (1987) representou as seguintes causas de vórtices presentes nas Figura 6, Figura 7 e Figura 8.



**Figura 8 – Escoamento rotacional aproximando-se de: (a) assimetria e (b) mudança de direção dos limites (Knauss 1987).**



**Figura 6 – Tomada de água propensa à formação de vórtices (Knauss 1987).**



**Figura 7 – Causas de vórtices: (a) excentricidade, (b) gradientes de velocidade e (c) obstruções (Knauss 1987).**

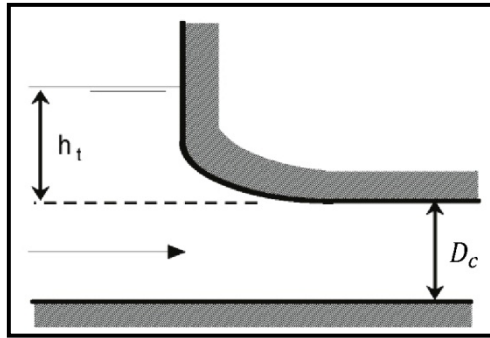
ESHA (2004) define que as seguintes condições podem originar vórtices:

- submersão inadequada;
- separação do escoamento e formação de turbulência;
- velocidades de entrada superiores a  $0,65 \text{ m/s}$ ;
- mudanças drásticas na direção do escoamento.

Embora haja muitos estudos sobre a formação de vórtices, tendo em atenção os diferentes tipos de tomadas de água (e.g., Gordon 1970, Dagget e Keullegan 1974 *em* Werth e Frizzell 2009, Hecker1981 *em* Werth e Frizzell 2009, Yildirim e Kocabas 1995, 1998), os parâmetros para evitar a sua formação ainda não estão bem definidos. Existem, apenas, várias fórmulas empíricas para calcular a altura mínima de submersão da tomada de água para evitar a formação de vórtices.

Na Figura 9 apresenta-se graficamente a definição de grau mínimo de submersão.





**Figura 9 - Grau mínimo de submersão (ESHA 2004).**

Apresentam-se de seguida algumas fórmulas que permitem calcular o grau mínimo de submersão,  $h_t$ , segundo ESHA (2004):

$$\text{Knauss } h_t \geq D_c \cdot \left( 1 + 2,3 \cdot \frac{U}{\sqrt{g \cdot D_c}} \right) \quad (5)$$

$$\text{Nagarkr } h_t \geq 4,4 \cdot (U \cdot D_c^{0,50})^{0,54} \quad (6)$$

$$\text{Rohan } h_t \geq 1,474 \cdot U^{0,48} \cdot D_c^{0,76} \quad (7)$$

$$\text{Gordon } h_t \geq c \cdot U \cdot \sqrt{D_c} \quad (8)$$

onde,  $c = 0,7245$  para condições de aproximação assimétricas;

$c = 0,5434$  para condições de aproximação simétricas.

Mais recentemente, Werth e Frizzell (2009) e Sarkardeh *et al.* (2010) realizaram estudos experimentais para desenvolver expressões para a submersão mínima e a submersão crítica, respetivamente.

#### 2.1.2.4.3. Tipos de vórtices

Knauss (1987) refere três características da formação de vórtices:

- i. localização da formação do vórtice em relação à tomada de água;
- ii. a dependência temporal do fenómeno;
- iii. a forma do vórtice estabelecido.

Assim, considerando a localização da formação dos vórtices, tem-se:

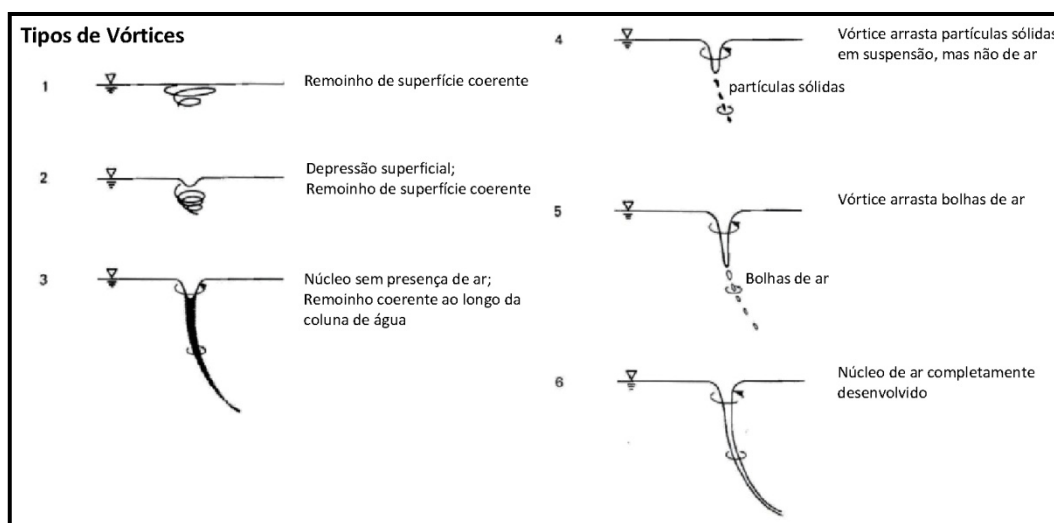
- vórtices superficiais, que se iniciam na superfície livre e são responsáveis por possível introdução de ar e turbulência;
- vórtices subsuperficiais, que se iniciam no fundo ou nas paredes da bacia a montante e são responsáveis, principalmente, pela introdução de turbulência.

Às tomadas de água localizadas junto às paredes da bacia estão apenas associados os vórtices de superfície. Já às tomadas de água projetadas para dentro do reservatório estão associados vórtices superficiais e subsuperficiais.

Tendo em conta a dependência temporal da formação do vórtice, é necessário fazer distinção entre vórtice estável e instável ou intermitente. Um vórtice estável é caracterizado por uma produção regular do remoinho, enquanto que um vórtice instável ou intermitente é caracterizado pela produção irregular do remoinho.

Knauss (1987) refere ainda outro tipo de classificação de vórtices baseada na observação dos mesmos, isto é, avaliando o tipo e a força do vórtice produzido. Apesar desta ser uma técnica subjetiva, um sistema de classificação significativo e consistente ajuda consideravelmente a avaliar o dimensionamento e a performance das tomadas de água. Um exemplo deste tipo de sistema de classificação, é o sistema desenvolvido pelo *Alden Research Laboratory*, em que a classificação visual é baseada na identificação de distintas características do escoamento indicativas de uma graduação da força do vórtice.

Na Figura 10 está representado este método de classificação.



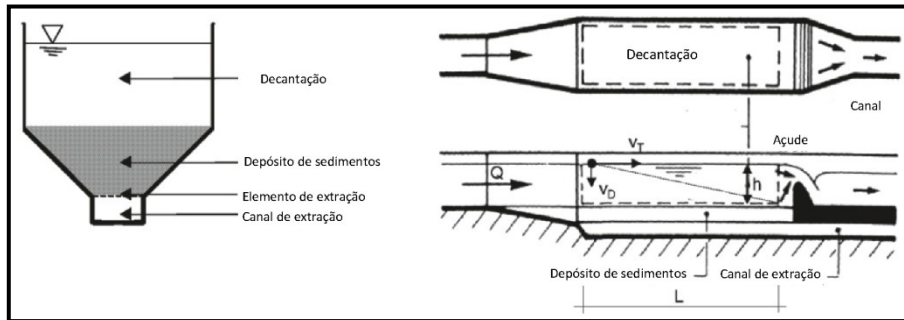
**Figura 10 – Classificação do tipo de vórtice segundo o *Alden Research Laboratory* (adaptado de Knauss 1987).**

#### 2.1.2.5. Sedimentos

É apenas em tomadas de água em rios ou aproveitamento a fio-de-água que há uma maior preocupação com o transporte de sedimentos, pois é nestas situações que há maior probabilidade de existência de transporte de sedimentos.

De acordo com ESHA (2004) de forma a eliminar os sedimentos em suspensão, é projetada uma câmara de sedimentação para os sedimentos a jusante da tomada de água, sendo o objetivo deste tipo de obras evitar a sedimentação nas estruturas a jusante e o dano do equipamento mecânico.

Diminuir a velocidade do escoamento e a sua turbulência através do alargamento do canal é o princípio básico de funcionamento destas estruturas, o que resulta numa decantação dos sedimentos em suspensão na câmara de sedimentação. Na Figura 11 está representada uma câmara de sedimentação.



**Figura 11 – Câmara de sedimentação (adaptado de ESHA 2004).**

Para que a câmara de sedimentação seja eficiente é necessário que o comprimento desta seja tal que todos os sedimentos tenham tempo de se depositar antes do seu fim. Para tal é necessário que o tempo de deposição,  $t_D$ , seja igual ao tempo de transferência,  $t_T$ . Sendo  $t_D = \frac{h}{u_D}$  e  $t_T = \frac{L}{V_T}$ . Assim, é possível calcular o comprimento mínimo para a deposição de um grão com o diâmetro  $D$  (ESHA 2004):

$$L_b \geq \frac{Q}{u_D \cdot B} \quad (9)$$

onde  $B$  é a largura da câmara, que tem de ser inferior a  $1,8 \cdot L$  e a  $2 \cdot h$ ,  $L$  é o comprimento da câmara e  $Q$  é o caudal.

A velocidade de deposição,  $u_D$ , é definida pela fórmula de Newton ou de Prandtl para partículas esféricas, água pura, sem turbulência e sem efeito das paredes. No entanto, isso não é o que acontece nas tomadas de água. Assim, para o dimensionamento de uma situação real é necessário recorrer a vários ensaios em modelo físico pois nenhuma fórmula é aplicável (ESHA 2004).

Ainda segundo ESHA (2004), para um dimensionamento adequado é necessário definir também a velocidade de transferência crítica, velocidade esta que define a diferença entre regime de suspensão e regime de deposição. Mais uma vez não existe nenhuma

fórmula específica, mas existe, por exemplo, a fórmula de Manning-Strickler que, para uma rugosidade de  $K_R = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  e uma razão de densidade grão-água de 2,65, é igual a:

$$u_{cr} = 13 \cdot R_h^{1/e} \cdot \sqrt{D} \quad (10)$$

onde  $R_h$  é o raio hidráulico, obtendo-se tipicamente valores entre 0,2 e 0,3 m/s.

A utilização de modelos físicos para otimizar a solução, de forma a evitar o transporte de sedimentos para o interior do circuito hidráulico, é também muitas vezes utilizada. São exemplos disso o caso do estudo de Ho *et al.* (2010) e o estudo de Michell *et al.* (2006), entre outros.

## 2.2. Modelos reduzidos

### 2.2.1. Generalidades

Um modelo físico pode ser definido como a representação de um sistema físico, normalmente numa escala reduzida, em que as principais forças atuantes no sistema estão representadas no modelo na proporção correta em relação ao sistema físico representado (Santos 2006).

A representação do protótipo num modelo físico reduzido apresenta as vantagens de (Santos 2006):

- ser mais barato do que fazer o estudo no protótipo;
- aumento da fiabilidade e credibilidade no processo de tomada de decisão no caso de existir mais do que uma solução para o mesmo problema;
- permitir a observação e medição num ambiente controlado;
- permitir a observação de fenómenos que não seja possível reproduzir com base na teoria ou em modelos numéricos, ou que o seja com base em grandes simplificações.

No entanto, os ensaios em modelo reduzido apresentam também importantes desvantagens, tais como:

- devido ao efeito de escala, por o modelo ser menor que o protótipo, nem sempre é possível representar corretamente todas as variáveis com adequada proporção;

- devido ao efeito de modelo, pois não é possível reproduzir exatamente o protótipo;
- em relação aos modelos numéricos, estes apresentam-se mais dispendiosos em termos de tempo e recursos.

### 2.2.2. Análise dimensional e semelhança de escalas

Para se proceder à construção de um modelo físico reduzido é necessário definir uma escala que se adequa, isto é, uma escala em que seja possível transpor os resultados obtidos no modelo para o protótipo. Esta transposição pode ser feita através da Teoria da Semelhança (Quintela 2007).

Quando existe uma relação constante entre valores homólogos de um grupo de grandezas em dois sistemas, estes são fisicamente semelhantes relativamente a esse grupo de grandezas.

Consideram-se principalmente três tipos de semelhança:

- i. geométrica: semelhança de formas, que se traduz pela relação constante entre comprimentos homólogos nos dois sistemas;
- ii. cinemática: semelhança de movimento, que se traduz pela existência de partículas homólogas que descrevem percursos semelhantes em tempos proporcionais (esta semelhança exige que haja semelhança geométrica das fronteiras do escoamento);
- iii. dinâmica: semelhança de forças, que se traduz pela existência de partículas homólogas que sofrem a atuação de forças em que as suas resultantes têm direção e sentido iguais e grandezas ou módulos proporcionais (esta semelhança determina a semelhança geométrica das linhas de corrente).

De acordo com o Teorema de Análise Dimensional qualquer problema da Mecânica dos Fluidos pode ser estudado num modelo reduzido desde que as escalas de comprimento, tempo e massa -  $\lambda_L$ ,  $\lambda_T$  e  $\lambda_M$  - sejam respeitadas. Desta forma, todas as grandezas se relacionam através de uma das grandezas referidas.

### 2.2.3. Leis de Semelhança

O número de Reynolds é dado por:

$$R_e = \frac{u \cdot l}{\nu} \quad (11)$$

onde  $R_e$  é o número de Reynolds,  $u$  é a velocidade média do escoamento,  $l$  é um comprimento característico e  $\nu$  é a viscosidade cinemática.

Como o número de Reynolds define as condições de semelhança apenas para as forças intervenientes de pressão, viscosidade e inércia, (e.g., líquidos em que não haja superfície livre) a semelhança de Reynolds não pode ser utilizada para condições em que haja a intervenção de forças de gravidade. Quando o número de Reynolds calculado é alto, na ordem de  $10^4$ , considera-se que o escoamento é turbulento.

O número de Froude utiliza-se quando as forças intervenientes são forças de pressão, gravidade e de inércia. É dado por:

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{g \cdot l}} \quad (12)$$

onde  $F_r$  é o número de Froude e  $g$  a aceleração da gravidade.

A semelhança de Froude utiliza-se em condições, no modelo, de escoamentos turbulentos, pois nesse caso, as forças de viscosidade não influenciam o escoamento. Para além de escoamentos turbulentos, a semelhança de Froude utiliza-se em trechos curtos de escoamento com superfície livre.

No âmbito desta dissertação, esta foi a lei de semelhança utilizada, por o escoamento no modelo ser turbulento e por isso as forças de viscosidade serem de menor influência.

De referir que quando se desprezam as forças de viscosidade há uma maior perda de rigor ao passar os resultados obtidos no modelo para o protótipo, esta perda de rigor é inversamente proporcional à escala geométrica adotada.

O número de Euler é dado por:

$$E_u = \frac{\Delta p}{\rho \cdot u^2} \quad (13)$$

onde  $E_u$  é o número de Euler,  $\Delta p$  a diferença de pressão entre dois pontos e  $\rho$  a massa volúmica do fluido.

Este número é o parâmetro proporcional à relação entre a diferença de pressão entre dois pontos e a força de inércia atuante numa partícula. Este parâmetro é adequado a estudos em que a força de pressão seja um fator importante a considerar.

O parâmetro proporcional à relação entre forças de inércia e forças elásticas é o número de Cauchy e é dado por:

$$C_a = \frac{u^2}{\varepsilon/\rho} \quad (14)$$

onde  $C_a$  é o número de Cauchy e  $\varepsilon$  é o módulo de elasticidade volumétrica do fluido.

A última lei de semelhança é dada pelo número de Weber, o parâmetro proporcional à relação entre forças de inércia e forças de tensão superficial e é definido por:

$$W_e = \frac{\rho \cdot u^2 \cdot l}{\sigma} \quad (15)$$

onde  $W_e$  é o número de Weber e  $\sigma$  é a tensão superficial.





### 3. Instalação Experimental

#### 3.1. Descrição geral

O modelo físico do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde foi construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, à escala de 1/58,4507.

Na Figura 12 está representado o esquema geral da implantação do modelo da restituição do circuito hidráulico do reforço de potência.

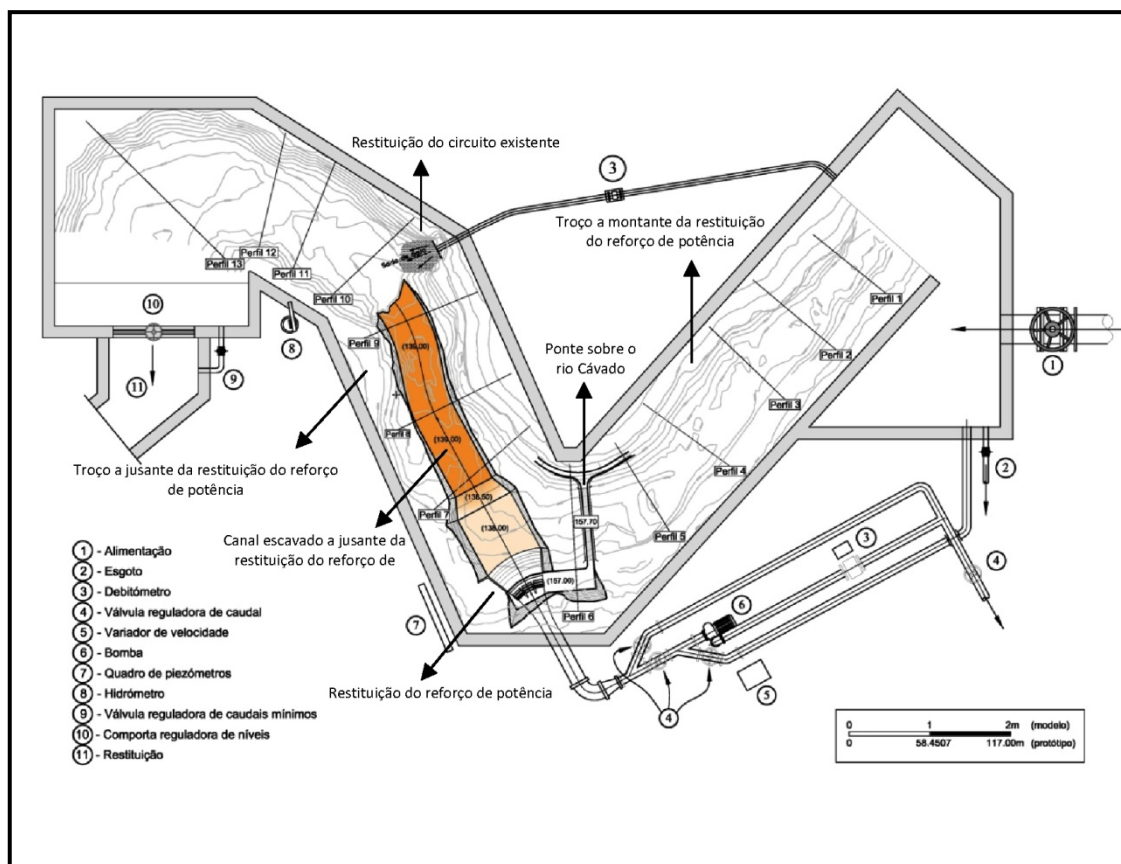


Figura 12 - Representação geral da implantação do modelo da restituição do circuito hidráulico de reforço de potência (adaptado do esquema cedido pelo LNEC).

Na Figura 13 apresenta-se vistas de pormenor dos troços a montante e a jusante da restituição do reforço de potência, respetivamente e o aspeto geral do modelo construído no LNEC.

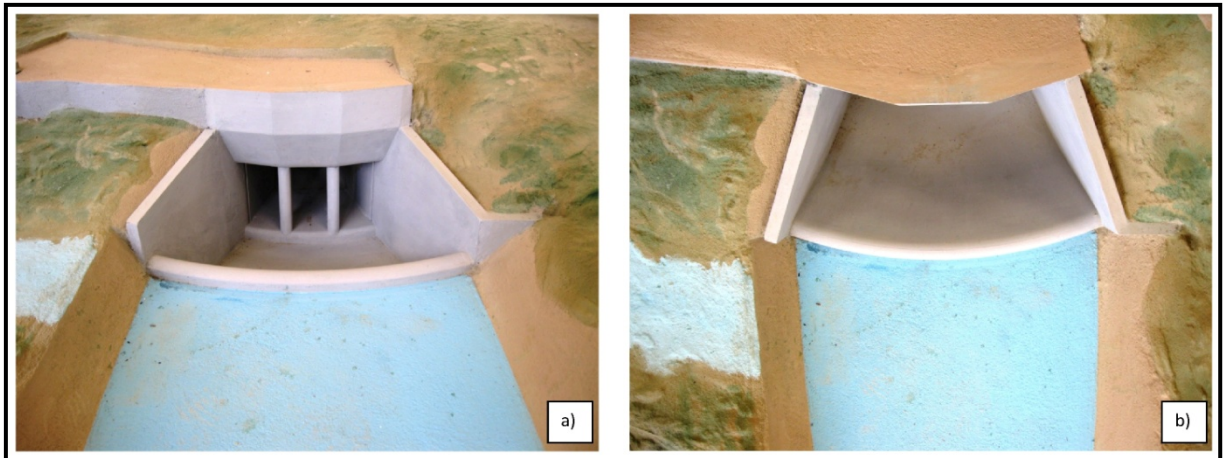


**Figura 13 - Modelo físico: a) trecho a montante da restituição do reforço de potência; b) trecho a jusante da restituição do reforço de potência; c) aspecto geral do modelo.**

O valor da escala foi adotado por imposição inerente: i) aos diâmetros de tubagens comercializadas e a sua utilização para a reprodução do circuito hidráulico de produção de energia e ii) à altura do circuito de adução.

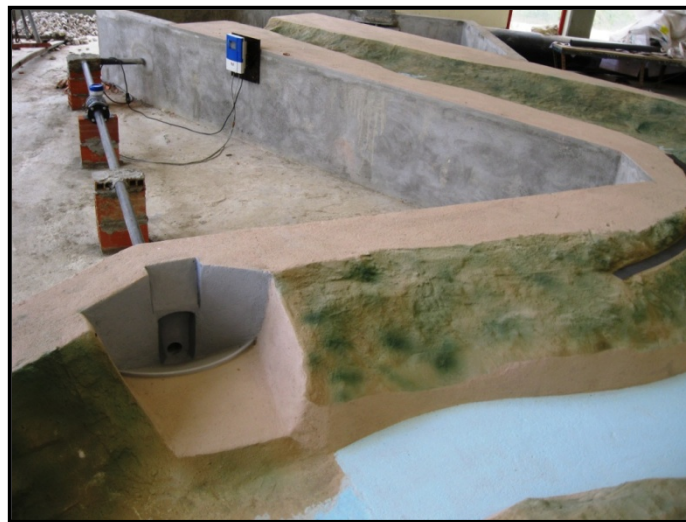
No modelo estudado na presente dissertação (o modelo físico da restituição e canal a jusante desta), estão reproduzidos:

1. a restituição do circuito de reforço de potência, constituída por três aberturas retangulares com  $12,0 \times 6,0 \text{ m}^2$  e protegidas por grelhas amovíveis dispostas verticalmente em três painéis independentes, com uma área total de aproximadamente  $220 \text{ m}^2$ , como representado na Figura 14;



**Figura 14 - Modelo da restituição do circuito de reforço de potência: a) vista frontal; b) planta.**

2. a restituição do circuito existente atualmente, representado na Figura 15;



**Figura 15 - Modelo da restituição do circuito existente.**

3. as secções de 350 m e 425 m do rio Cávado, respetivamente a montante e jusante da restituição, como representado na Figura 13; note-se que no trecho de montante ocorrem os caudais provenientes da barragem de Salomonde e, em particular, os descarregados pela respetiva descarga de fundo ( $140 \text{ m}^3/\text{s}$ );
4. um canal escavado com, aproximadamente, 200 m a jusante da restituição do circuito de reforço de potência; este tem o rasto à cota (138,00) nos primeiros 40 m a jusante da restituição, onde, através de uma transição com 15 m de comprimento, passa para a cota (139,00), mantendo-se de nível ao longo dos restantes 145 m. Na Figura 16 está representado o canal;





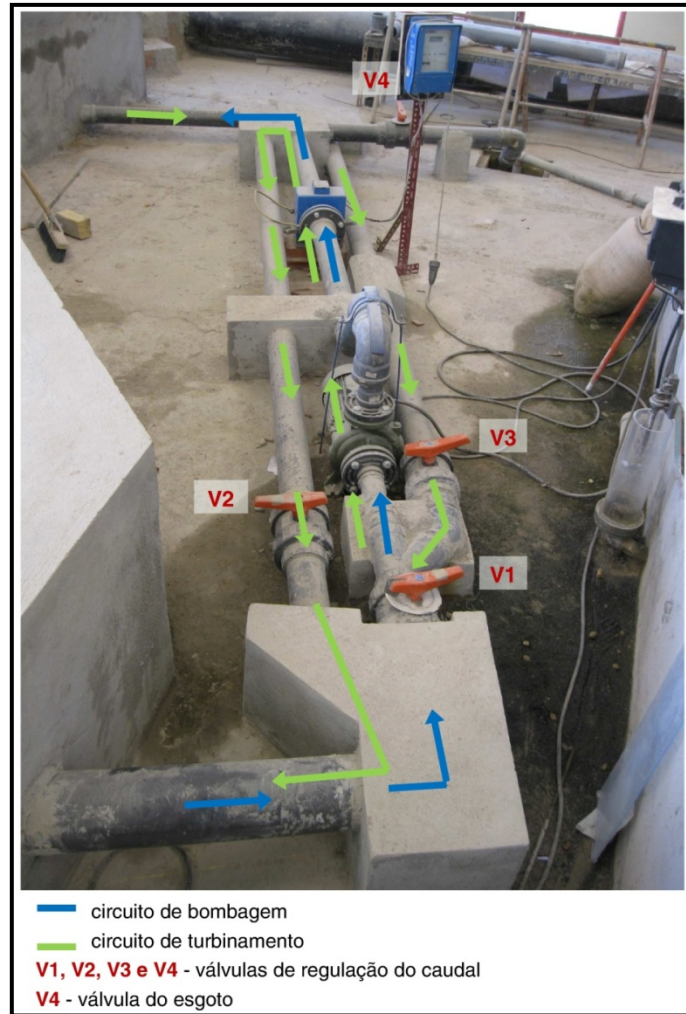
**Figura 16 - Canal horizontal escavado na rocha a jusante da restituição com rasto à cota de 138,00 m.**

5. a ponte sobre o rio Cávado com aproximadamente 52 m de vão entre apoios, com o banzo inferior à cota de 155,85 m e o tabuleiro à cota de 158,62 m. Esta ponte encontra-se 30 m a montante da restituição e liga as duas margens do rio. Na Figura 17 está representada a ponte no modelo.



**Figura 17 - Ponte sobre o rio Cávado a ser construída a montante da restituição.**

Para simular as operações de bombagem e turbinamento no modelo, foi criado um circuito hidráulico ligado ao modelo, regulável por várias válvulas que permitem a simulação das operações, como representado na Figura 18.



**Figura 18 - Circuito hidráulico para simular as operações de bombagem e turbinamento no modelo da restituição.**

Estas estruturas hidráulicas, da restituição do circuito de reforço de potência e do circuito existente, foram, na sua maioria, moldadas com argamassa de cimento e areia, para simular a rugosidade das superfícies do protótipo. Para as fronteiras sólidas, foi utilizado um revestimento de pasta de cimento.

Para este estudo foi considerado um leito do rio com fundo fixo nos trechos do vale do rio Cávado a montante e jusante da restituição do circuito de reforço de potência.

### 3.2. Relações de semelhança

Na análise dimensional de um determinado fenómeno físico é necessário, em primeiro lugar, definir as variáveis a considerar no estudo. Assim, no modelo reduzido em

estudo, o escoamento pode ser considerado permanente e não uniforme na secção de rio simulada e, mais especificamente, na aproximação à estrutura de restituição. Desta forma, com base em Yalin (1971) o escoamento pode ser caracterizado pelas variáveis:

- natureza do líquido (viscosidade dinâmica -  $\mu$  e  $\rho$ );
- dimensão absoluta do escoamento (que pode ser caracterizado, por exemplo, pela altura da secção de entrada da restituição -  $h_r$ );
- rugosidade da restituição ( $k_R$ );
- caracterização cinemática do movimento (que pode ser caracterizado pela velocidade média -  $u$ );
- força gravítica ( $g$ ).

Qualquer grandeza relacionada com este tipo de escoamento pode ser expressa em função das grandezas mencionadas:

$$\Gamma = F(\mu, \rho, h_R, k_R, u, g) \quad (16)$$

As grandezas  $\rho$ ,  $h_R$  e  $u$  são independentes (conforme se pode comprovar na análise seguinte) e podem ser adotados como variáveis base na análise dimensional. Efetivamente,  $n$  parâmetros dizem-se independentes se o seu determinante não for nulo.

Para provar que os parâmetros  $\rho$ ,  $h_R$  e  $u$  são independentes é necessário representá-los em função da massa (M), comprimento (L) e tempo (T), para o sistema MLT. Assim:

$$\rho = \frac{kg}{m^3} \Rightarrow \rho = M^1 \cdot L^{-3} \cdot T^0 \quad (17)$$

$$h_R = m \Rightarrow h = M^0 \cdot L^1 \cdot T^0 \quad (18)$$

$$u = \frac{m}{s} \Rightarrow u = M^0 \cdot L^1 \cdot T^{-1} \quad (19)$$

Passando os expoentes para uma matriz tem-se:

$$\begin{bmatrix} \rho \\ h_R \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -3 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \quad (20)$$

Calculando o determinante da matriz tem-se:

$$\det \begin{bmatrix} 1 & -3 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \Leftrightarrow \begin{vmatrix} 1 & -3 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 \end{vmatrix} = -1 \quad (21)$$

Comprovando-se que o determinante é diferente de zero.

Considerando as variáveis base referidas obteve-se uma expressão adimensional equivalente à expressão (22).

$$\Pi_{\Gamma} = \varphi \cdot \Gamma(X_1; X_2; X_3) \quad (22)$$

onde:

$$X_1 = \rho^1 \cdot h_R^{-1} \cdot u^1 \cdot \mu^{-1} \rightarrow X_1 = \frac{u \cdot h}{\nu} \quad (23)$$

$$X_2 = \rho^0 \cdot h_R^{-1} \cdot u^0 \cdot k_R^{-1} \rightarrow X_2 = \frac{k}{h} \quad (24)$$

$$X_3 = \rho^1 \cdot h_R^{-1} \cdot u^2 \cdot g^{-1} \rightarrow X_3 = \frac{u^2}{g \cdot h} \quad (25)$$

Sendo que as equações 23, 24 e 25 correspondem respetivamente ao número de Reynolds, à rugosidade relativa e ao número de Froude, que são parâmetros adimensionais.

De acordo com a análise realizada, as forças predominantes neste tipo de escoamentos são as forças de inércia, da gravidade e de viscosidade.

No protótipo o escoamento é turbulento,  $Re=1,3 \times 10^7$ . Garantindo que no modelo o escoamento também é turbulento, o efeito das forças de viscosidade é desprezável. Assim, a semelhança dinâmica é garantida para uma dada relação geométrica com base na semelhança de Froude.

Como a água é o fluido considerado quer no protótipo quer no modelo, as relações de escala (apresentadas em pormenor no Anexo 1) são as seguintes:

Comprimentos	$L_R = \lambda = 58,4507$
Áreas	$A_R = \lambda^2 = 3\,416,4843$
Velocidades	$U_R = \lambda^{1/2} = 7,6453$
Caudais	$Q_R = \lambda^{5/2} = 26\,120,0673$

De forma a verificar se a escala adotada é a mais adequada, efetuou-se o cálculo do número de Reynolds para várias escalas, como apresentado na Tabela 2. A cinzento são apresentados os resultados para a escala considerada para o modelo reduzido em estudo. A escala de 1/120,34 corresponde à escala limite em que, no modelo, o escoamento ainda é turbulento.

**Tabela 2 – Avaliação de diferentes escalas.**

<b>Escala</b>	<b>1/1</b>	<b>1/50</b>	<b>1/58,4507</b>	<b>1/60</b>	<b>1/100</b>	<b>1/120,34</b>
$Q_{bomb} [m^3/s]$	160	0,009	0,006	0,007	0,002	0,001
$l_R [m]$	18	0,360	0,308	0,300	0,180	0,150
$h_R [m]$	12	0,240	0,205	0,200	0,120	0,100
$A_T [m^2]$	216	0,086	0,063	0,060	0,022	0,015
$u_R [m/s]$	0,74	0,105	0,097	0,096	0,074	0,068
$R_e [-]$	$1,3 \cdot 10^7$	$3,7 \cdot 10^4$	$3,0 \cdot 10^4$	$2,8 \cdot 10^4$	$1,3 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^4$

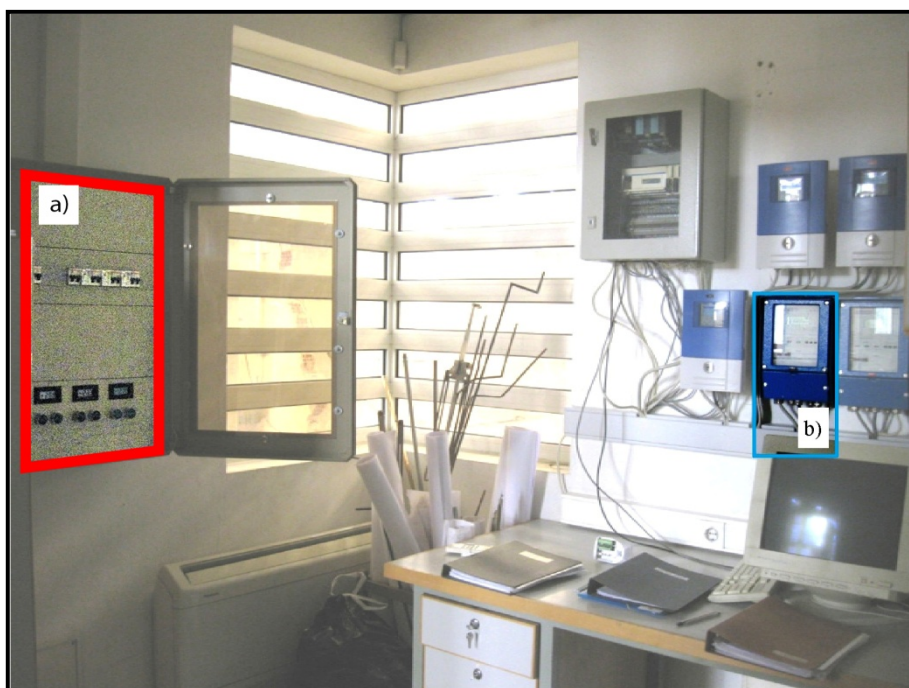
onde,  $Q_{bomb}$  é o caudal de bombagem,  $l_R$  é a largura total da secção de entrada da restituição,  $A_T$  a área total da secção de entrada da restituição,  $u_R$  a velocidade média à entrada da restituição.

### 3.3. Equipamento de medição

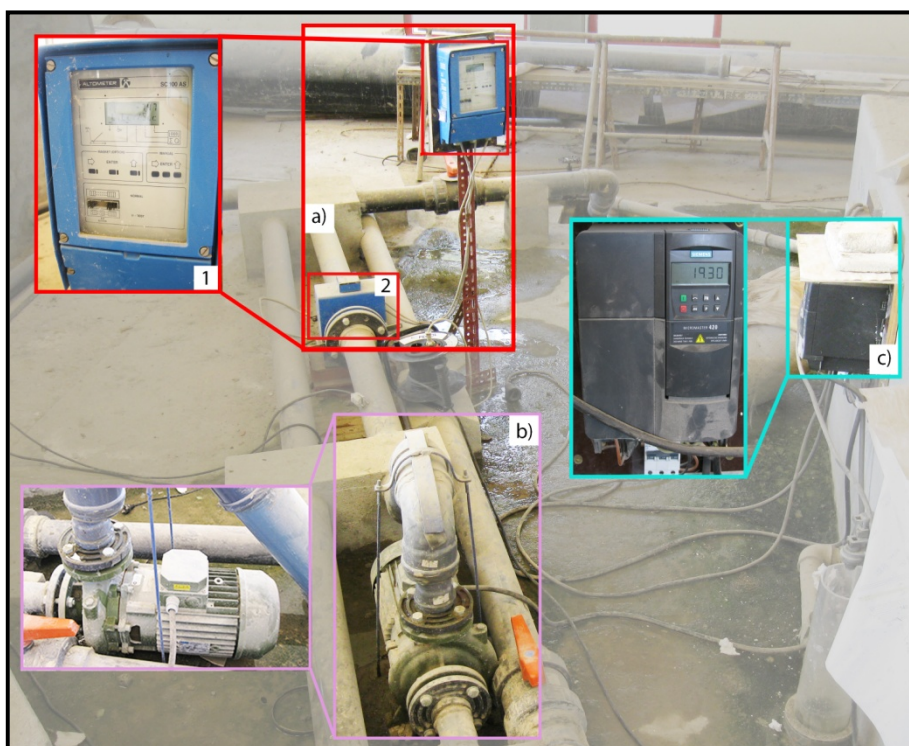
No modelo físico, foi instalado equipamento de medição para recolha de dados relativos a caudais, alturas de água e velocidades.

O controlo dos caudais foi feito através de vários equipamentos. Para definir o caudal introduzido no modelo através do reservatório do modelo, utilizou-se o controlador da posição de abertura da válvula e o caudalímetro presentes na central do pavilhão de modelos do NRE (Figura 19). Abrindo ou fechando remotamente a válvula de alimentação do modelo obtinham-se valores de caudal que eram lidos no caudalímetro da central, da marca Shiedrecht, modelo Altimeter SC100AS. Para definir e controlar o caudal bombado ou turbinado pela restituição do reforço de potência, utilizaram-se os equipamentos identificados na Figura 20, dos quais, um caudalímetro igual ao da central, bomba da marca SAER e controlador da mesma, da marca Siemens.





**Figura 19 - Equipamentos na central: a) controlador da válvula; b) caudalímetro.**

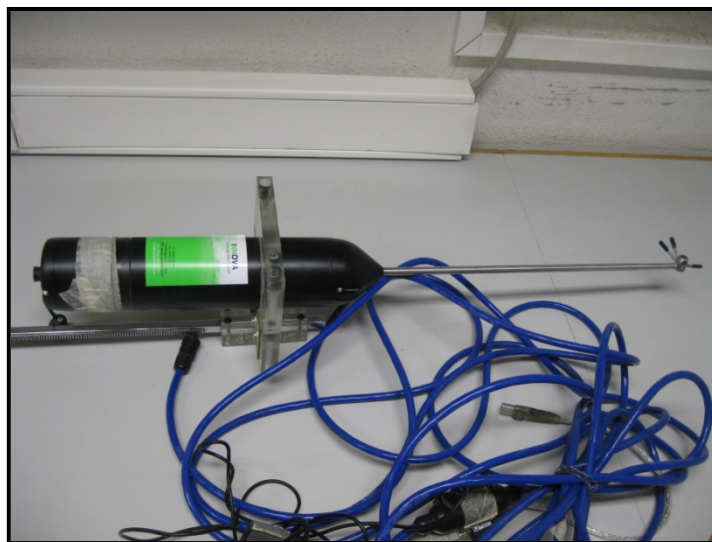


**Figura 20 - Equipamentos no modelo: a) caudalímetro - 1. visor; 2. sensor colocado na tubagem; b) bomba; c) debitómetro.**

As alturas de água foram medidas através de limnómetros de ponta direita com nónio.

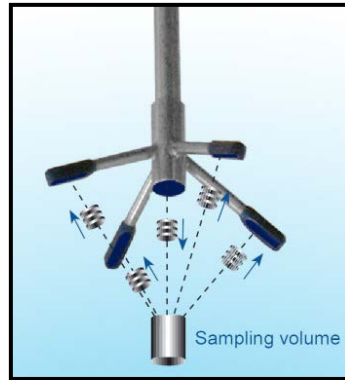
Por fim, para a medição da velocidade do escoamento foram utilizados dois equipamentos, o Vectrino Plus da Nortek e o UVP-DUO da MET-FLOW, ambos pertencentes à categoria de velocímetro acústico de Doppler (ADV - acoustic doppler velocimeter). O desenvolvimento do ADV foi descrito por Kraus *et al* (1994). Esta primeira sonda era constituída por um transmissor que produzia periodicamente curtos impulsos acústicos. Os ecos acústicos produzidos por esses impulsos nas partículas presentes na água eram detetados pelo transmissor recetor. Posteriormente, a frequência do eco era convertida através da teoria do efeito de Doppler de acordo com o movimento relativo das partículas, que se assume que se movem à velocidade do fluido. Segundo, por exemplo, Kraus *et al*. (1994) e Voulgaris e Trowbridge (1998), os valores médios de velocidade do escoamento nas três direções são corretamente medidos com este equipamento.

O Vectrino Plus (Figura 21) usa, assim, o efeito de Doppler para medir a velocidade do escoamento e permite, quando colocado dentro de água, medir a velocidade instantânea do escoamento nas três dimensões –longitudinal, transversal e vertical.



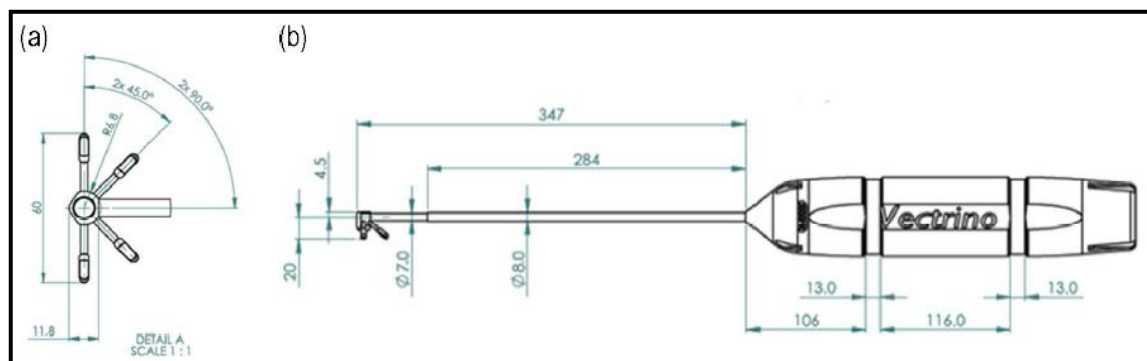
**Figura 21 – Vectrino Plus.**

Este equipamento é constituído por uma sonda em titânio, que consiste em quatro transdutores recetores e um transdutor transmissor. Cada transdutor recetor encontra-se montado no interior de um braço recetor e o transmissor encontra-se no centro da sonda (Nortek 2009), como representado na Figura 22.



**Figura 22 - Esquematização da sonda (Nortek 2009).**

Na Figura 23 são indicadas as dimensões do Vectrino Plus.



**Figura 23 – Dimensões do Vectrino Plus: (a) transdutores do vectrino e (b) vectrino completo. Todas as medidas estão em mm (adaptado de Fernandes 2013).**

Como referido anteriormente, a onda emitida pelo transdutor é refletida nas partículas suspensas na água, uma vez que a onda não pode ser refletida pela água em si. Por esta razão, e de modo a melhorar a qualidade das medições, aumentou-se a concentração de partículas (*seeding*) suspensas na água na proximidade da zona de medição, ou seja, a 5 cm do Vectrino Plus. Como *seeding*, foi utilizado pó de sílica misturado com água. Para os ensaios de turbinamento na restituição do reforço de potência, o *seeding* foi misturado num pequeno reservatório ligado ao reservatório de montante do modelo, por uma mangueira. Para os ensaios de bombagem, o *seeding* foi novamente misturado num pequeno reservatório ligado por uma mangueira à estrutura de suporte da sonda. Tal como considerado noutros estudos, assumiu-se que a velocidade a que as partículas se deslocam na água é a mesma do escoamento.

Para os ensaios de medição de velocidades no plano das grelhas, por restrições impostas pela morfologia do modelo, a sonda teve de ser colocada a 11,5 cm de distância do plano das grelhas. Por esta razão, optou-se por utilizar o UVP - Duo para efetuar estes

ensaios, pois, como foi referido anteriormente, o Vectrino Plus só permite fazer medições até 5 cm de distância da sua sonda.

O funcionamento do UVP - DUO é idêntico ao do Vectrino Plus. No entanto, o UVP - DUO é constituído por uma sonda que tem um transdutor que é transmissor e recetor e mede a velocidade instantânea do escoamento em apenas uma dimensão, longitudinal. Em escoamentos com superfície livre, se a sonda for colocada em ângulo oblíquo à vertical do escoamento, o UVP - DUO é capaz de traçar o perfil de velocidades do escoamento. Para os ensaios da presente dissertação, foi utilizada um sonda de 4 MHz que foi colocada a 90° da vertical, não sendo possível traçar o perfil de velocidades do escoamento. Assim, o UVP - DUO emite um sinal ultrassónico que vai ser refletido nas partículas de *seeding* presentes no escoamento. Este sinal é posteriormente intercetado pela unidade UVP - DUO que regista, trata e envia, de seguida, os valores recolhidos para um computador.

Na Figura 24 apresenta-se a instalação montada com o UVP - DUO.



**Figura 24 - Instalação de medições de velocidade com o UVP - DUO.**

## **4. Ensaio com sedimentos**

---

### **4.1. Objetivos**

Com o presente estudo, pretende-se contribuir para a definição de condições de operação que permitam minimizar a acumulação de sedimentos a jusante da estrutura de restituição (que poderiam ser aspirados em bombagem e danificar os equipamentos eletromecânicos) e na zona mais estreita do canal (que poderiam condicionar a vazão e, conseqüentemente, influenciar a operação de bombagem).

Para este efeito, é necessário estudar as condições de transporte sólido e deposição de sedimentos no leito do modelo e, posteriormente, identificar um critério de limpeza eficaz.

Desta forma, foram realizados ensaios em modelo reduzido com o objetivo de identificar:

1. o caudal de limpeza do canal a jusante da restituição, para diversas situações;
2. o caudal de turbinamento que evita a entrada de sedimentos para o interior da restituição e que funcionará em paralelo com o escoamento do caudal de dimensionamento da descarga de fundo;
3. pontos e/ou zonas críticas do canal da restituição que poderão ter de ser monitorizados durante a exploração do novo aproveitamento, em especial depois de um descarregamento pela descarga de fundo;
4. o padrão de transporte e evolução temporal das formas de deposição dos sedimentos ao longo dos ensaios;
5. a duração mínima de turbinamento durante e após um descarregamento pela descarga de fundo ou cheia com significância.

### **4.2. Escolha dos sedimentos**

#### **4.2.1. Enquadramento**

Para se proceder à escolha do tipo de sedimentos a ser utilizados no estudo experimental de transporte de sedimentos, foi necessário proceder à análise dos dados existentes sobre os sedimentos mais prováveis de existir naquele rio. Embora não



existissem elementos referentes ao tipo de sedimentos existentes próximo da barragem de Salamonde, verificou-se existirem elementos referentes à barragem de Venda Nova, localizada próxima da zona em estudo.

Com efeito, a barragem de Salamonde situa-se no rio Cávado, a jusante: i) da barragem de Paradela, no rio Cávado; ii) e da barragem de Venda Nova, no rio Rabagão. Tendo em conta que os sedimentos são de maior dimensão junto à nascente do rio e vão diminuindo à medida que se aproximam da foz do mesmo, admite-se que os sedimentos presentes na barragem de Salamonde deverão ser idênticos ou de dimensões inferiores aos sedimentos da albufeira da barragem de Venda Nova.

Nas Figura 25 e Figura 26 estão identificadas as barragens de Paradela, Alto Rabagão e Salamonde, num esquema representativo das barragens de Portugal e numa imagem de satélite, respetivamente.

Como a nascente do rio Cávado está a uma maior distância da barragem de Salamonde do que a nascente do rio Rabagão, prevê-se que os sedimentos que afluem à albufeira de Salamonde vindos do rio Rabagão tenham maior dimensão do que os provenientes do rio Cávado. Assim, ao assumir que os sedimentos de Salamonde são similares aos existentes em Venda Nova está-se do lado da segurança, já que se estará a estudar as características do transporte de sedimentos de maiores dimensões, que poderão provocar maiores estragos aos equipamentos presentes na central hidroelétrica de Salamonde.



**Figura 25 - Representação geográfica das barragens do norte de Portugal, estando assinaladas: a vermelho: barragem de Salamonde; a roxo: barragem de Venda Nova e a verde: barragem de Paradela (adaptado da imagem retirada a 29/1/2013 de [http://cnpqb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Mapanorte.htm](http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Mapanorte.htm)).**



Figura 26 - Localização das barragens de Salomonde, Parádela e Venda Nova no mapa de satélite. (adaptada da imagem retirada a 29/1/2013 do *GoogleEarth*).

Assim, foi possível, com os dados da barragem de Venda Nova, proceder-se à representação das curvas granulométricas dos diversos tipos de material que se prevê existirem na zona em estudo, como é apresentado nas Figura 27 e Figura 28. Na Figura 27 estão representadas as curvas granulométricas dos sedimentos mais grossos, areias médias, e na Figura 28, os mais finos, areias finas.

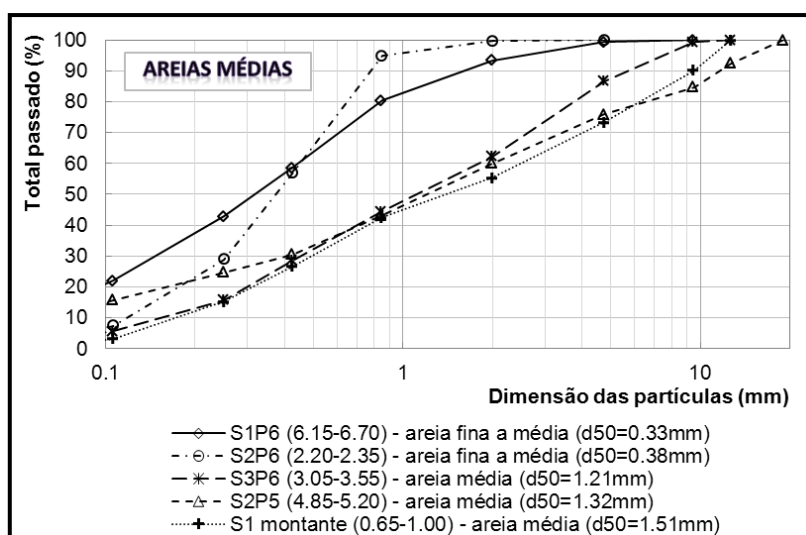
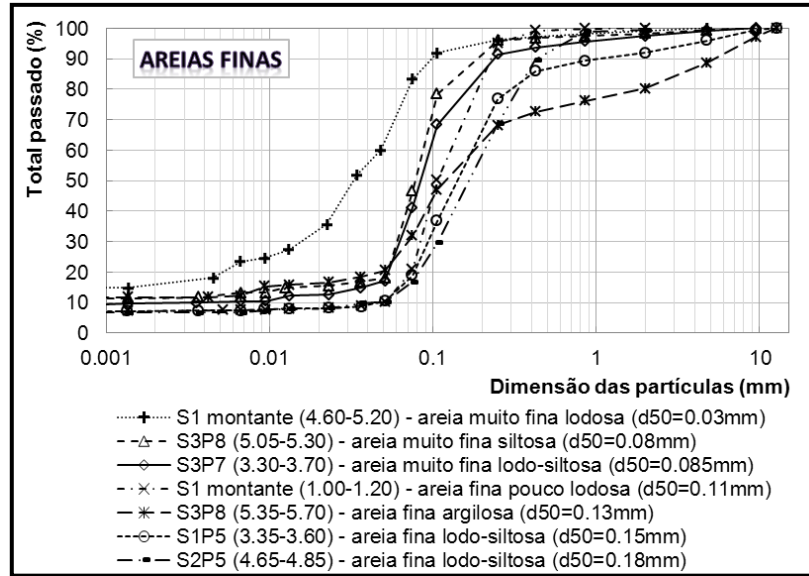


Figura 27 - Curvas granulométricas das areias médias.



**Figura 28 - Curvas granulométricas das areias finas.**

Após a análise granulométrica, pode-se concluir que os depósitos aluvionares a montante da barragem de Salomonde, deverão ser constituídos principalmente por areias finas a médias com diâmetros médios variáveis entre 0,03 e 1,5 mm. Para posterior reprodução em modelo reduzido, foi assumido simplificadamente que no protótipo os sedimentos tinham granulometria constante, equivalente a uma areia média com diâmetro de 0,85 mm.

#### 4.2.2. Granulometria escolhida

Nos ensaios de transporte de sedimentos, o mais importante é o início do movimento ser o mesmo tanto no protótipo como no modelo. Desta forma, foi utilizado o diagrama de Shields para avaliar quais os sedimentos que se aproximavam mais, na curva de Shields, dos sedimentos encontrados no protótipo.

O diagrama de Shields, Figura 29, agrupa em dois parâmetros adimensionais,  $X_{cr}$  e  $Y_{cr}$ , as principais variáveis de que depende o início do movimento (Cardoso 1998). O primeiro parâmetro adimensional,  $X_{cr}$ , é o número de Reynolds, com a velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao início do fenómeno de transporte sólido, como apresentado na equação (26).

$$X_{cr} = \frac{u_{*c} \cdot D}{\nu} \quad (26)$$



onde  $u_{*c}$  é a velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao início do fenômeno de transporte sólido;  $D$  é o diâmetro dos sedimentos; a viscosidade cinemática é  $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . O segundo parâmetro adimensional,  $Y_{cr}$ , é o parâmetro de Shields, função da tensão crítica de arrastamento, como apresentado na equação 27.

$$Y_{cr} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (27)$$

onde  $\tau_c$  é a tensão crítica de arrastamento;  $\gamma_s$  é o peso volúmico dos sedimentos e  $\gamma$  é o peso volúmico da água,  $\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$ .

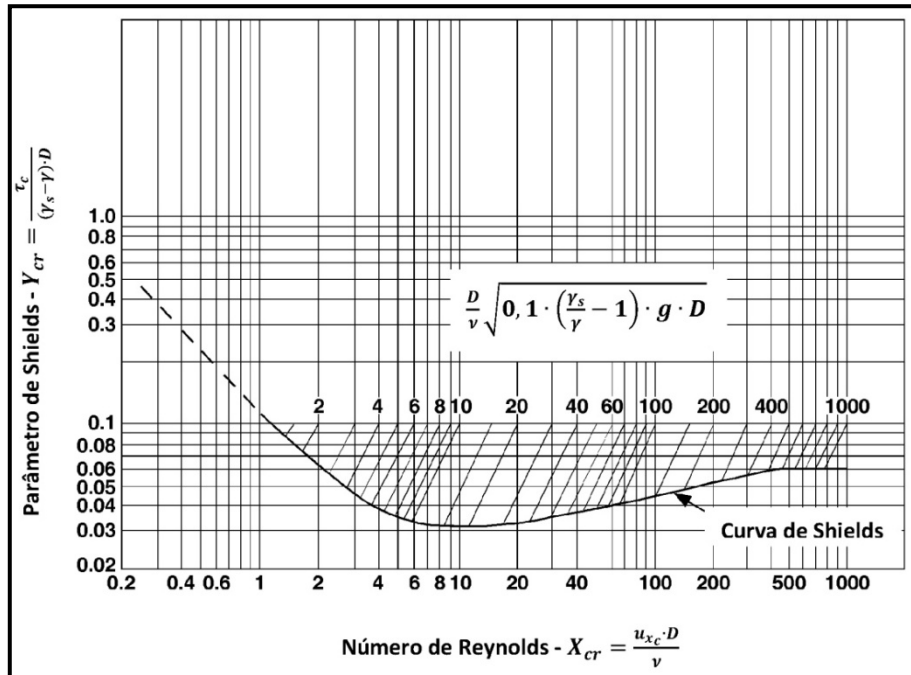


Figura 29 - Diagrama de Shields.

Como estas variáveis não são independentes uma da outra, isto é, a tensão crítica de arrastamento intervém tanto em  $X_{cr}$  como em  $Y_{cr}$ , a ASCE 1975 em Cardoso 1998 desenvolveu um terceiro parâmetro adimensional:

$$\frac{D}{\nu} \sqrt{0,1 \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot g \cdot D} \quad (28)$$

Através destas variáveis, e sabendo os diâmetros e pesos volúnicos dos materiais, foram calculados os diferentes parâmetros do diagrama de Shields. De seguida, apresentam-se os cálculos efetuados para o protótipo:

$$D_p = 0,00085 \text{ m}$$

$$\gamma_{sp} = 22563 \text{ N/m}^3$$

Em primeiro lugar foi calculado o valor do terceiro parâmetro adimensional:

$$\frac{D}{\nu} \sqrt{0,1 \cdot \left( \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot g \cdot D} = \frac{0,00085}{1,01 \cdot 10^{-6}} \sqrt{0,1 \cdot \left( \frac{22563}{9810} - 1 \right) \cdot 9,81 \cdot 0,0085} = \mathbf{27,71} \quad (29)$$

Com este valor, é possível identificar o valor do número de Reynolds correspondente, pois este é dado pela interseção da reta correspondente ao valor calculado com a curva de Shields. Assim o número de Reynolds é igual a 16 para o protótipo e é possível calcular de seguida o valor da velocidade de atrito junto ao fundo responsável pelo início do movimento.

$$X_{cr} = \frac{u_{*c} \cdot D}{\nu} \Leftrightarrow 16 = \frac{u_{*c} \cdot D}{\nu} \Leftrightarrow u_{*c} = \frac{16 \cdot 1,01 \cdot 10^{-6}}{0,00085} \Leftrightarrow \mathbf{u_{*c} = 0,019 \text{ m/s}} \quad (30)$$

De forma análoga calcula-se o valor de  $\tau_c$ . O valor do parâmetro de Shields dado pela interseção da reta com a curva de Shields é igual a 0,032, e o valor da tensão crítica de arrastamento é dado por:

$$Y_{cr} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \Leftrightarrow 0,032 = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \Leftrightarrow \tau_c = 0,032 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot 0,00085 \Leftrightarrow \mathbf{\tau_c = 0,347 \text{ N/m}^2} \quad (31)$$

Da mesma forma, foram calculados os parâmetros e variáveis dos materiais disponíveis para averiguar qual o mais adequado de usar nos ensaios.

Os materiais estudados foram: areia fina com o diâmetro calculado pela semelhança geométrica, carvão fragmentado, areia fina, baquelite, casca de noz e pedra-pomes, com as características apresentadas na Tabela 3.

**Tabela 3 - Características dos materiais disponíveis para os ensaios de transporte de sedimentos.**

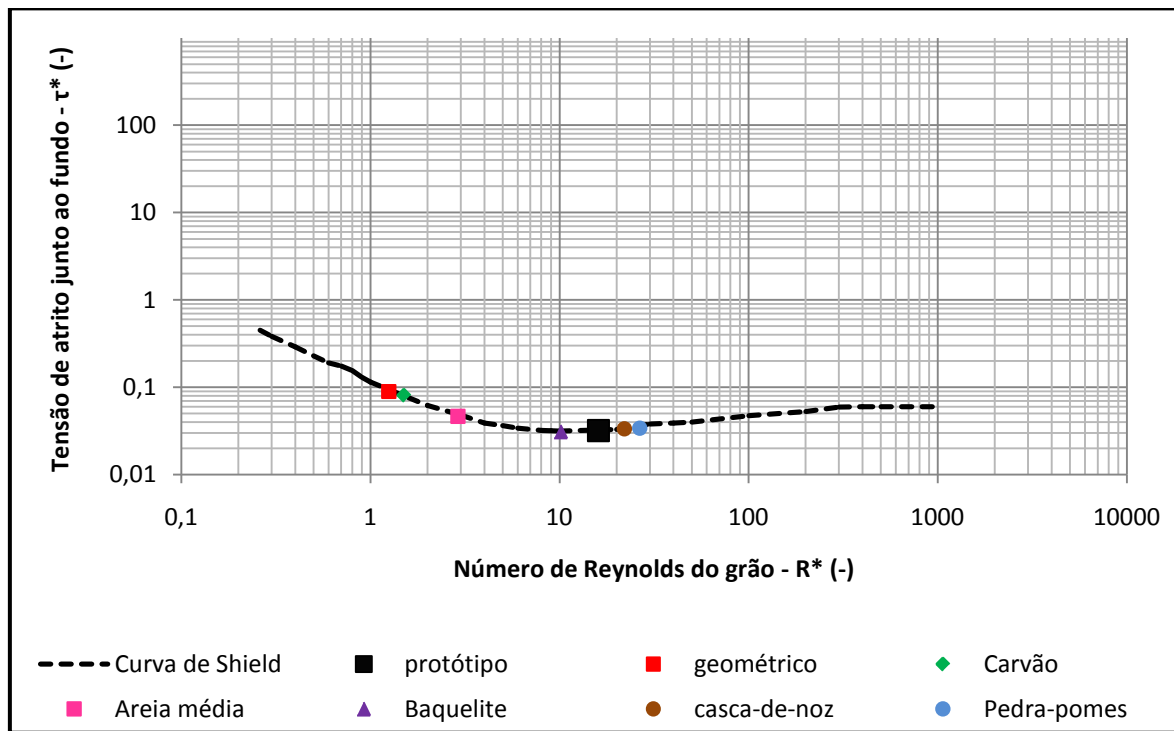
<b>Material</b>	<b>Diâmetro - D (m)</b>	<b>Peso volúmico - <math>\gamma_s</math> (N/m<sup>3</sup>)</b>
Areia semelhança geométrica	0,0000145	22563
Carvão fragmentado	0,0000225	12262,5
Areia fina	0,00025	22563
Baquelite	0,00094	13361
Casca de noz	0,00165	13230
Pedra-pomes	0,00162	14126

Na Tabela 4 apresentam-se os valores dos respetivos parâmetros do diagrama de Shields e principais variáveis.

**Tabela 4 - Valores do Diagrama de Shields**

Material	Parâmetro adimensional	$X_{cr}$ (-)	$u_{xc}$ (m/s)	$Y_{cr}$ (-)	$\tau_c$ (N/m <sup>2</sup> )
Areia no Protótipo	27,71	16	0,019	0,032	0,347
Areia semelhança geométrica	0,06	1,25	0,087	0,090	0,017
Carvão fragmentado	1,65	1,5	0,007	0,081	0,045
Areia Fina	4,42	2,9	0,012	0,0465	0,148
Baquelite	17,00	10,1	0,011	0,031	0,103
Casca de noz	38,81	22	0,013	0,034	0,189
Pedra-pomes	42,41	26,5	0,017	0,034	0,238

Na Figura 30 apresentam-se os diferentes materiais sobre o diagrama de Shields.



**Figura 30 - Diagrama de Shields, com representação dos valores para os diferentes materiais.**

Através desta representação é possível concluir que os materiais que mais se aproximam das condições da areia do protótipo são a baquelite, a pedra-pomes e a casca-de-noz.

Para além desta análise foi realizada outra análise semelhante mas com base no estudo realizado por Ho *et al.* (2010).

De forma a haver semelhança de transporte de sedimentos entre o modelo e o protótipo, Pugh e Dodge (1991) sugeriram que a diferença entre o parâmetro de Shields,  $\tau$ , e o parâmetro de Shields crítico,  $\tau_c^*$  deve ser a mesma no modelo e no protótipo, assim tem-se:

$$\frac{(\tau - \tau_c^*)_m}{(\tau - \tau_c^*)_p} = 1 \quad (32)$$

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (33)$$

$$\tau_0 = \rho_w \cdot u_*^2 \Leftrightarrow \tau_0 = \frac{\gamma}{g} \cdot \sqrt{(g \cdot h_{cr} \cdot s)}^2 \Leftrightarrow \tau_0 = \gamma \cdot h \cdot s \quad (34)$$

onde  $\tau_0$  é a tensão junto ao fundo;  $\rho_w$  é a massa volúmica da água,  $1000 \text{ kg/m}^3$ , que por sua vez é  $\rho_w = \frac{\gamma}{g}$ ;  $u_*$  é a velocidade de atrito junto ao fundo, dada por  $u_* = \sqrt{(g \cdot h_{cr} \cdot s)}$ ;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $h_{cr}$  é a altura crítica; e  $s$  é a inclinação do canal.

Em primeiro lugar foram efetuados os respetivos cálculos para as condições no protótipo, como indicado de seguida.

Para calcular a tensão junto ao fundo é necessário conhecer o valor da inclinação do leito e a altura crítica da água do leito.

A inclinação do leito é dada pela razão entre a diferença de cotas entre a barragem, 206 m, e a restituição, 138 m, e o comprimento do leito, 2180 m.

$$s = \frac{206 - 138}{2180} \Leftrightarrow s = \mathbf{0,031} \quad (35)$$

Como neste estudo foi pedido que se avaliasse as condições de sedimentação em relação ao caudal de descarga,  $Q_{desc} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ , esse foi o caudal utilizado para os cálculos, assim a altura crítica é:

$$h_{cr} = \mathbf{9,64 \text{ m}} \quad (36)$$

Conhecendo  $s$  e  $h$  é possível calcular  $\tau$  através do cálculo do  $\tau_0$ , assim:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h_{cr} \cdot s \Leftrightarrow \tau_0 = 9810 \cdot 9,64 \cdot 0,031 \Leftrightarrow \tau_0 = \mathbf{2949,8 \text{ N/m}^2} \quad (37)$$

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \Leftrightarrow \tau = \frac{2950}{(25996,5 - 9810) \cdot 0,00085} \Leftrightarrow \tau = \mathbf{272,12} \quad (38)$$

A grandeza  $u_*$  pode ser calculada pelo número de Reynolds, assim:

$$u_* = \sqrt[2]{\frac{\tau_0}{\rho}} \Leftrightarrow u_* = \sqrt[2]{\frac{2949,8}{1000}} \Leftrightarrow \mathbf{u_* = 1,72 \text{ m/s}} \quad (39)$$

$$R_e = \frac{u_* \cdot D}{\nu} \Leftrightarrow R_e = \frac{1,72 \cdot 0,000085}{1,01 \cdot 10^{-6}} \Leftrightarrow \mathbf{R_e = 1445,43} \quad (40)$$

Com os valores calculados anteriormente do parâmetro adimensional do diagrama de Shields, de  $X_{cr}$  e de  $Y_{cr}$  (equações 31, 32 e 33) é possível calcular  $\tau_c$  e de seguida a razão entre a diferença entre o parâmetro de Shields  $\tau$  e o parâmetro de Shields crítico do modelo e do protótipo, assim:

$$Y_{cr} = \frac{\tau_c^*}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \Leftrightarrow \tau_c^* = 0,032 \cdot (25996,5 - 9810) \cdot 0,00085 \Leftrightarrow \mathbf{\tau_c^* = 0,347} \quad (41)$$

Pelo que, para o modelo:

$$(\tau - \tau_c^*)_p = 272,12 - 0,347 = \mathbf{271,78} \quad (42)$$

Efetuarão-se os cálculos para os restantes materiais e para os caudais de cheia de 20 e 100 anos, de forma a obter mais resultados para o mesmo tipo de sedimentos. No Anexo 2 apresenta-se uma tabela com os resultados. No entanto, como nesta avaliação se estão a realizar cálculos para diferentes caudais, para a equação (32) se verificar era necessário que para cada caudal se utilizasse um sedimento diferente, o que não é exequível.

Por fim organizaram-se todos os valores obtidos num gráfico com a representação da curva de Shields, como apresentado na Figura 31.

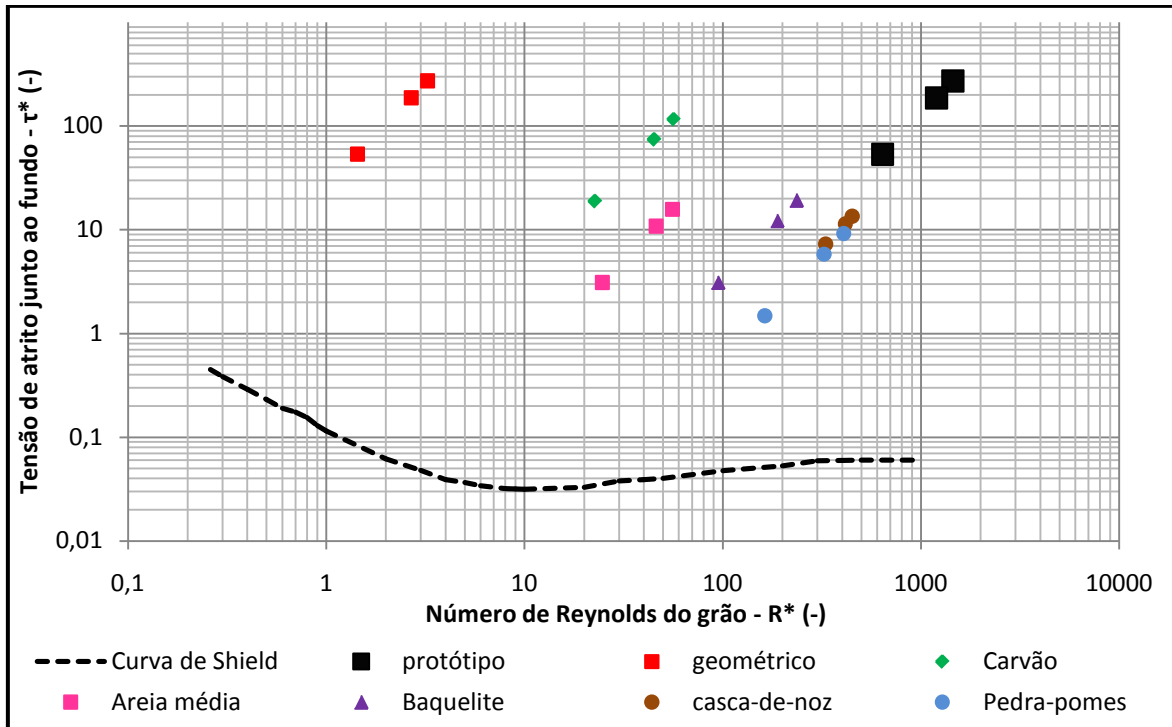


Figura 31 - Diagrama de Shields, com representação dos valores para os diferentes materiais.

Analisando o gráfico, os sedimentos mais adequados são os sedimentos que mais se aproximam dos sedimentos do protótipo, no gráfico, neste caso, a baquelite, a casca-de-noz e a pedra-pomes. No entanto, o material usado nos ensaios foi a areia média e a baquelite, uma vez que era material que estava já disponível no laboratório.

#### 4.3. Ensaios para definição do padrão de transporte e deposição

##### 4.3.1. Consideração inicial

Para definição preliminar do padrão de transporte e deposição foram realizados três ensaios com, respetivamente:

- i) areia fina de diâmetro  $D_a = 0,00025$  m (2 ensaios)
- ii) baquelite de diâmetro  $D_b = 0,00094$  m (1 ensaio).

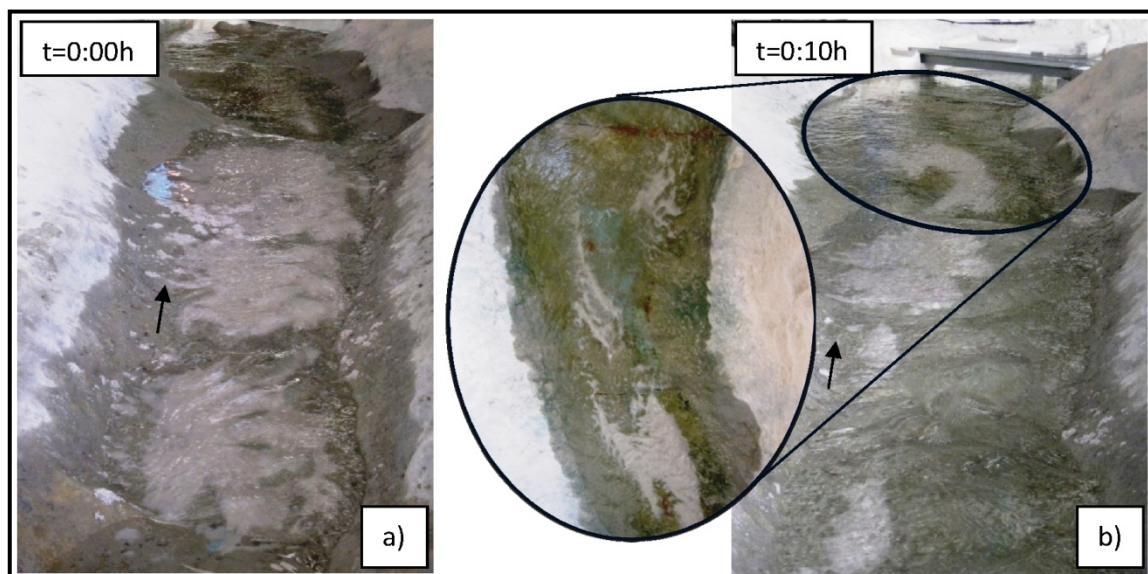
A descrição pormenorizada dos ensaios é apresentada nos subcapítulos seguintes.

#### 4.3.2. Ensaio preliminar 1 - Areia

O ensaio preliminar 1 serviu para fazer uma análise inicial da deposição de sedimentos. Foram avaliadas as condições de deposição de sedimentos face ao escoamento do caudal de dimensionamento da descarga de fundo da barragem de Salomonde (a montante),  $Q_{desc} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ , e considerando o nível de pleno armazenamento na albufeira de Caniçada (a jusante).

Para dar início ao ensaio começou-se por introduzir, manualmente, areia molhada no modelo, de forma a identificar a trajetória de transporte dos sedimentos.

A Figura 32 apresenta a evolução da deposição destes sedimentos, a montante da restituição, sendo  $t$  o tempo decorrido em horas após o início do ensaio.

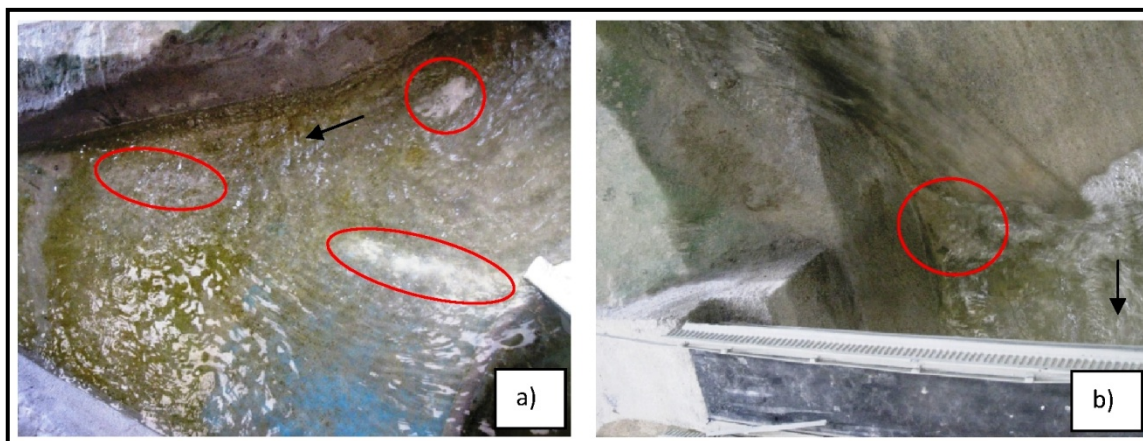


**Figura 32 - Evolução da deposição dos sedimentos: a) deposição inicial; b) deposição ao fim de 10 minutos.**

Por forma a identificar a trajetória do transporte dos sedimentos, a adição de sedimentos foi interrompida durante cerca de 20 min.

De seguida, baixou-se o nível de água para o nível mínimo de exploração, de forma a averiguar as implicações do aumento da velocidade no transporte dos sedimentos. Uma vez que a velocidade do escoamento permanecia reduzida, não promovendo a suspensão dos sedimentos, na continuação do ensaio os sedimentos foram adicionados secos.

Ao fim de 30 min de ensaio foi possível identificar os locais iniciais de sedimentação a jusante do açude, como identificado na Figura 33.



**Figura 33 - Deposição dos sedimentos a jusante do açude: a) locais de deposição de sedimentos imediatamente a jusante da ponte; b) local de deposição de sedimentos por baixo da ponte, imediatamente a jusante do açude.**

O presente ensaio teve uma duração total de 30 min, tendo sido adicionados cerca de 10kg de areia fina.

Com este ensaio preliminar foi possível identificar os locais iniciais de deposição de sedimentos e a trajetória de transporte dos mesmos. Assim, foi possível concluir que os sedimentos começam por se depositar, principalmente, a jusante do açude, junto à margem direita do rio.

#### 4.3.3. Ensaio preliminar 2 - Areia

Observando os resultados do ensaio anterior, chegou-se à conclusão de que 10kg de areia representavam pouco material para se poder ter uma ideia clara do transporte dos sedimentos e identificar as zonas críticas de sedimentação, isto é, as zonas onde uma maior acumulação de sedimentos poderia prejudicar o funcionamento dos equipamentos da central hidroelétrica.

Assim sendo, realizou-se um segundo ensaio ainda com areia fina. Neste, foram adicionados, continuamente, cerca de 50 kg de areia ao modelo, durante cerca de 2 horas. Avaliaram-se os mesmos fenómenos do ensaio anterior, ou seja, o padrão de transporte e a deposição de sedimentos para o caudal de dimensionamento da descarga de fundo,  $Q_{desc} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ , e considerando o nível de pleno armazenamento na albufeira de Caniçada.

Durante o ensaio foram tiradas fotografias para se identificar a evolução do transporte de sedimentos ao longo do tempo, como apresentado na Figura 34.



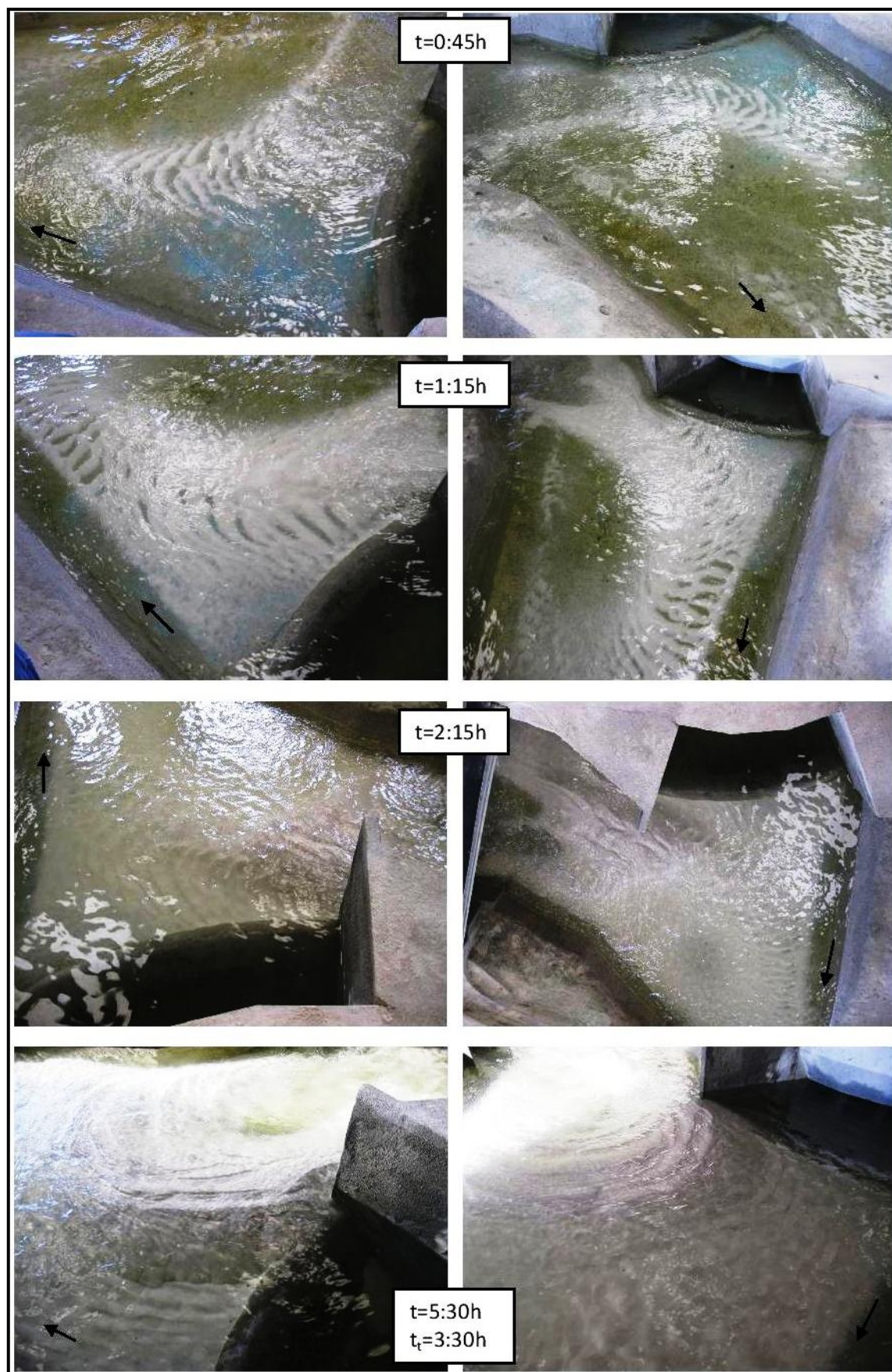
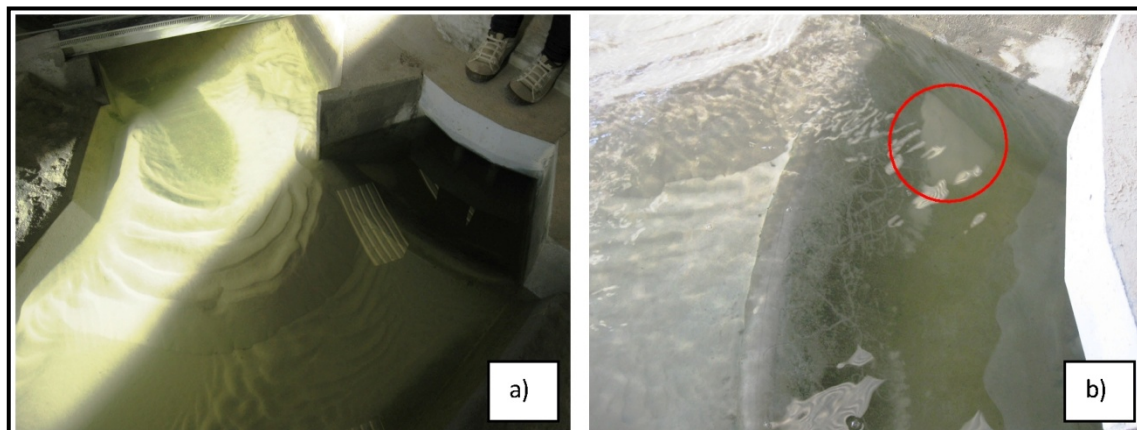


Figura 34 - Transporte e deposição dos sedimentos ao longo do ensaio.

Na Figura 35 apresenta-se a deposição de sedimentos após 3:30 h do fim da adição de sedimentos (correspondente a  $t=5:30h$ ) e o pormenor da sedimentação no interior da restituição.



**Figura 35 - a) transporte de sedimentos; b) sedimentação no interior da restituição.**

Com este ensaio foi possível concluir que:

- entra pouco material na restituição;
- se cria uma crista de sedimentos à entrada da restituição.

Como o tempo em que houve alimentação de caudal não foi suficiente para a estabilização do transporte de sedimentos não se pôde concluir se, com um ensaio de maior duração, iria entrar mais material para a restituição ou se, pelo contrário, a crista que se criou se afastaria da restituição. No entanto, é visível a quantidade de material que se acumulou junto da mesma.

A quantidade de material usado no ensaio foi propositadamente exagerada para ser possível fazer uma correta avaliação dos trajetos e evolução do transporte de sedimentos e, por outro lado, assegurar que seria o pior cenário possível de sedimentação. Apesar da enorme quantidade utilizada e de ter entrado material para a restituição, é possível concluir que o volume de material que entrou para a restituição é muito inferior ao volume total de material usado no ensaio. Assim, conclui-se que com menores quantidades de material deverá haver menor deposição na restituição.

#### 4.3.4. Ensaio preliminar 3 - Baquelite

Este ensaio foi planeado para averiguar as condições de sedimentação da baquelite em relação aos ensaios preliminares com areia.

Tal como no último ensaio preliminar, foram utilizados 50 kg de material sólido.

As condições definidas para este ensaio foram as mesmas dos ensaios anteriores: deposição de sedimentos com o caudal de dimensionamento da descarga de fundo,  $Q_{desc} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$ , e nível de pleno armazenamento na albufeira de Caniçada.

Na Figura 36 está representada a evolução do transporte e deposição dos sedimentos no modelo ao longo do tempo. Como neste ensaio não houve preocupação do tempo despendido na adição de sedimentos, apesar destes terem sido adicionados manualmente de forma regular, a contagem do tempo  $t_i$  inicia-se depois de todos os sedimentos terem sido adicionados ao modelo.

Analisando as fotografias, é possível verificar que:

1. os sedimentos se depositam a jusante da restituição;
2. com o passar do tempo, os sedimentos se vão aproximando mais da margem esquerda do rio;
3. a zona de estreitamento do leito fica praticamente totalmente preenchida de sedimentos;
4. em relação à bacia de sedimentação da restituição, observa-se a efetiva deposição de alguns sedimentos nesse local.

No entanto, importa ressaltar que na última fotografia do pormenor da restituição há menos sedimentos do que na anterior e que se desenvolveu uma depressão junto à margem esquerda do leito. Este fenómeno deve-se ao facto do modelo ter sido posto a trabalhar em turbinamento.



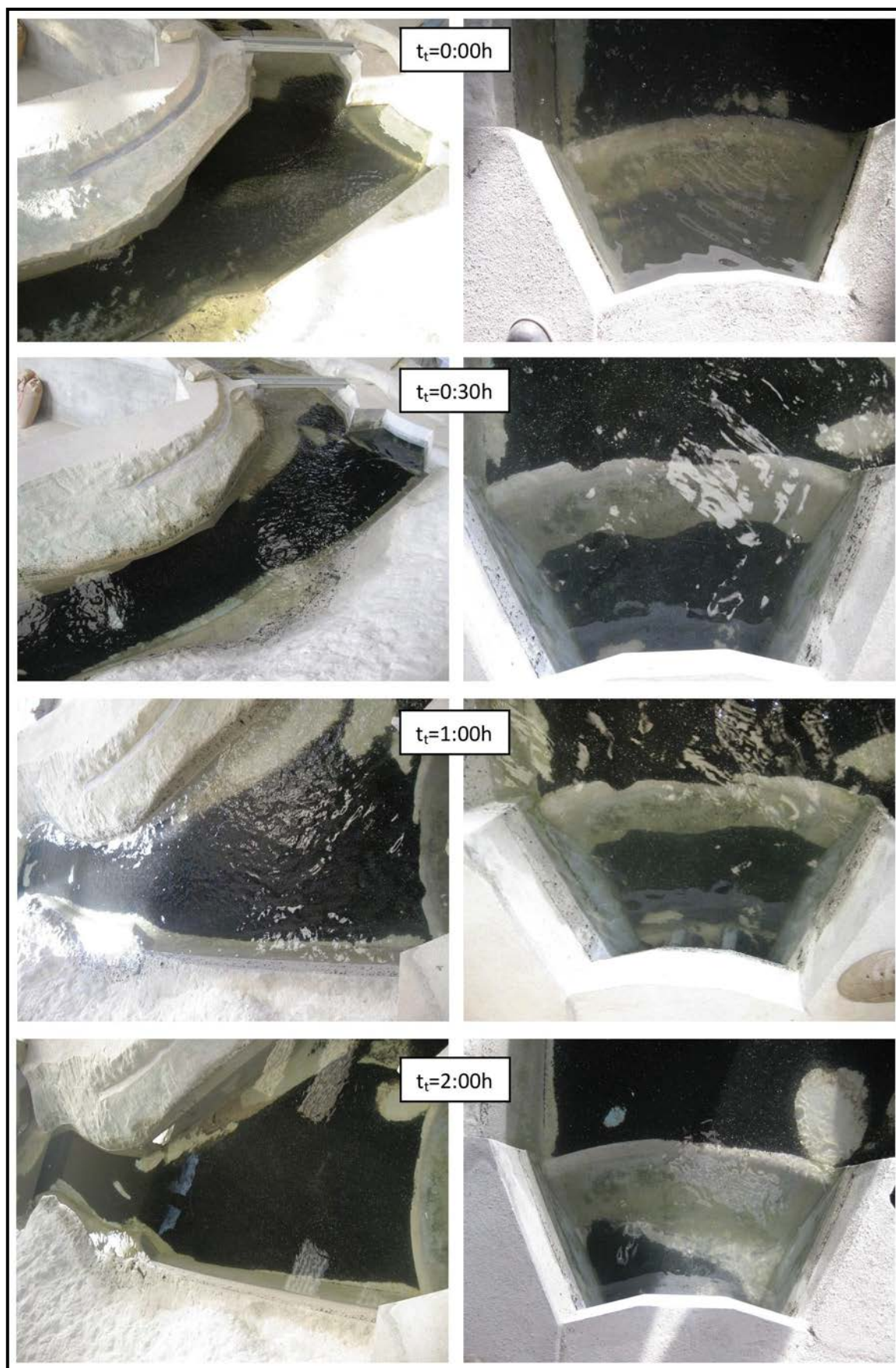
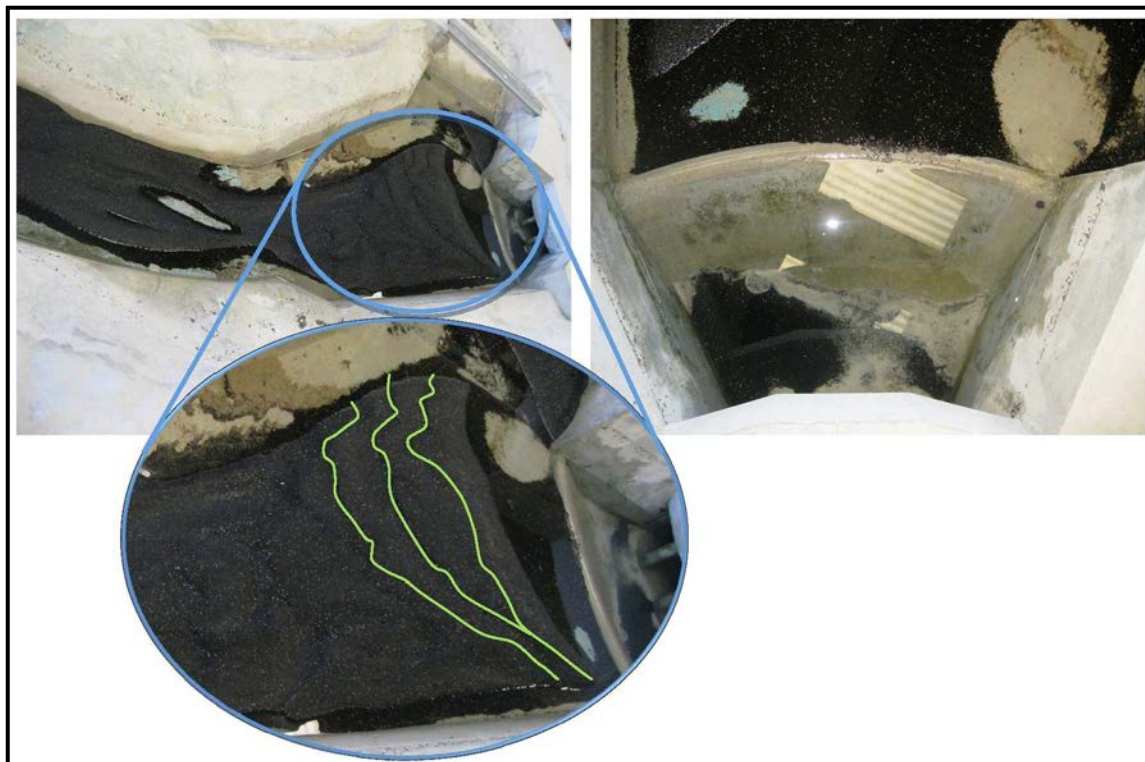


Figura 36 - Evolução do transporte e deposição dos sedimentos ao longo do tempo, a jusante da restituição (à esquerda) e na restituição (à direita).

Na Figura 37 apresenta-se o pormenor da quantidade de sedimentos depositados a jusante da restituição, evidenciando-se o trajeto de transporte e sedimentação devido ao funcionamento da turbina. Apresenta-se ainda o pormenor dos sedimentos que permaneceram no interior da restituição.



**Figura 37 - Deposição dos sedimentos a jusante da restituição (à esquerda) e no seu interior (à direita).**

#### **4.4. Ensaios para identificação das condições de operação que permitem minimizar a acumulação de sedimentos**

##### **4.4.1. Preparação dos ensaios**

Em primeiro lugar foram definidas as condições para a alimentação de caudal sólido do modelo, de forma a simular-se o padrão de transporte e deposição dos sedimentos arrastados pela descarga de fundo. Assim, foi definido que a alimentação de sedimentos ia ser feita de forma constante ao longo de 2 horas e que iriam ser adicionados cerca de 50 kg de baquelite. Esta quantidade excessiva de sedimentos deve-se ao facto de, por um lado, ser mais perceptível a morfologia do transporte e deposição dos sedimentos e de, por outro, se estar a considerar o pior cenário possível.

De seguida, foram definidas as condições de alimentação de caudal líquido do modelo, que correspondem a um aumento gradual do caudal ao longo de 2 horas, como indicado na Figura 38. Para além destas condições, foi definido que iria ser considerado o nível mínimo de exploração na barragem de Caniçada, pois, para um nível mais baixo e o mesmo caudal, a velocidade é maior e garante-se que há maior capacidade de transporte de sedimentos.



**Figura 38 - Condição de alimentação de caudal líquido do modelo**

Para estes ensaios foi definido que se iam estudar três situações distintas de transporte e deposição de sedimentos, de acordo com as condições de funcionamento da restituição:

1. não funcionamento da restituição, isto é, funcionamento apenas da descarga de fundo;
2. funcionamento da restituição em turbinamento;
3. funcionamento da restituição em bombagem.

Desta forma, foi definido que se iriam realizar onze ensaios, como apresentado na Tabela 5. O caudal do rio Cávado refere-se ao caudal alimentado ao modelo pelo reservatório de montante do mesmo e o caudal da restituição refere-se ao caudal alimentado ao modelo pela restituição, a trabalhar em turbinamento ou bombagem. Na Tabela 5, é importante distinguir o ensaio 5 do ensaio 8. No ensaio 5 avalia-se o que acontece quando a restituição é posta a trabalhar em bombagem após o ensaio 4, mantendo o perfil de sedimentação que este proporcionou. Já o ensaio 8 serve para averiguar se há entrada de sedimentos na restituição estando apenas a restituição a funcionar em turbinamento.

**Tabela 5 - Planificação dos ensaios de sedimentos**

Número do Ensaio	Nível de água na albufeira de Caniçada	Condições de funcionamento da restituição	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		Condições de alimentação de sedimentos	Duração total do ensaio (h)
			Cávado	Restituição		
1	NME	-	140	-	Alimentação simultânea	7
2	NME	-	Q <sub>limp</sub>	-	Alimentação prévia	3
3	NPA	-	Q <sub>limp</sub>	-	Alimentação prévia	30
4	NME	Turbinamento	0	200	Alimentação prévia	16,5
5	NME	Bombagem	0	-163	Alimentação prévia*	2
6	NME	Turbinamento	140	200	Alimentação simultânea	6
7	NME	Turbinamento	Q <sub>limp</sub>	200	Alimentação prévia	8
8	NME	Bombagem	0	-163	Alimentação prévia	8
9	NME	Bombagem	140	-163	Alimentação prévia	0,5
10	Variável	Turbinamento e Bombagem	-	200 e -163	Alimentação simultânea	14
11	Variável	Turbinamento e Bombagem	-	200 e -163	Alimentação prévia	17,5

\*Após turbinamento

Depois de definidas todas as condições necessárias para os ensaios e definido o plano de ensaios, procedeu-se à realização dos ensaios, que tiveram a duração indicada na Tabela 5 discriminadamente. Na presente dissertação apresenta-se uma descrição exaustiva dos quatro ensaios mais característicos, considerados academicamente mais relevantes. Estes ensaios encontram-se assinalados a cinzento na Tabela 5.

#### 4.4.2. Ensaio 1 – Avaliação das condições de ensaio

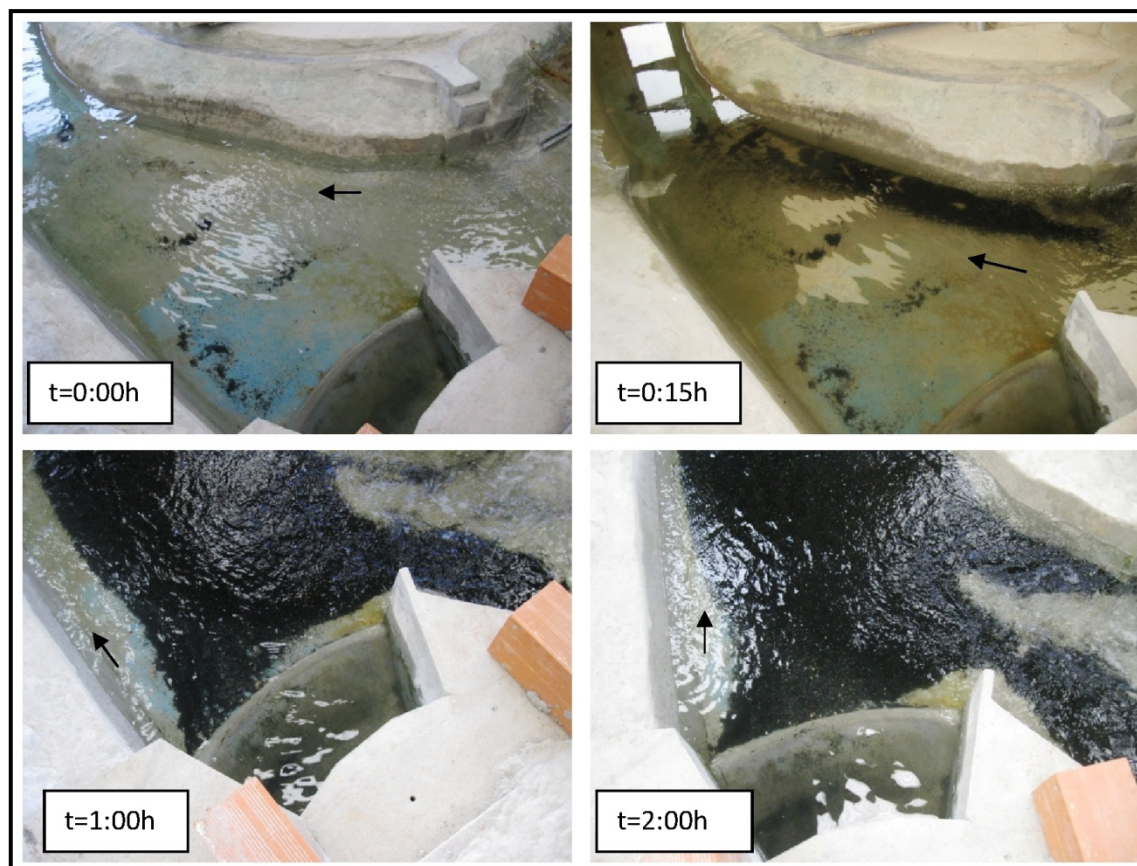
Este ensaio serviu para avaliar a morfologia de sedimentação e determinar o tempo necessário para o transporte e deposição de sedimentos estabilizar após a alimentação do modelo com sedimentos.

Durante a fase de alimentação de sedimentos ao modelo foram adicionados sedimentos de forma contínua, durante duas horas. Como esquematizado na Figura 38 o



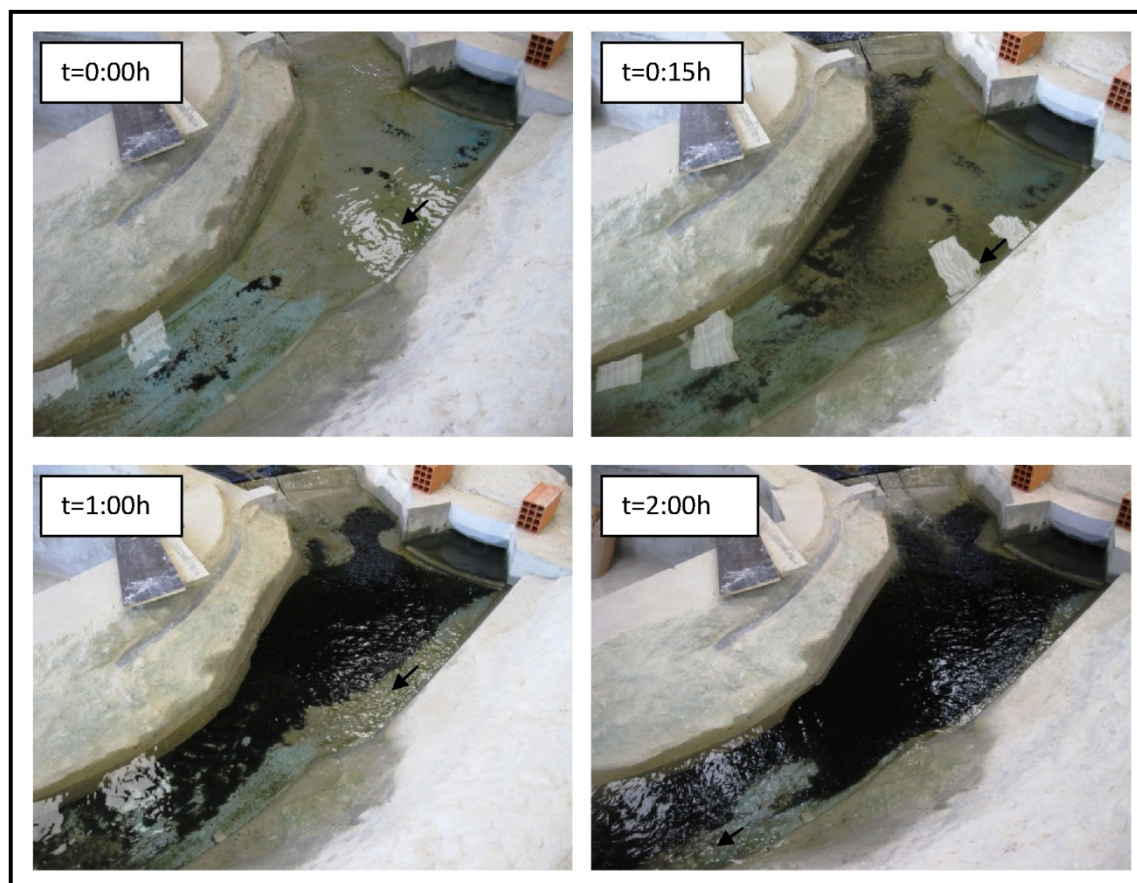
caudal líquido alimentado ao modelo durante os primeiros 15 minutos, foi de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , nos 45 minutos seguintes,  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  e durante o restante período de ensaio,  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Nas Figura 39 e Figura 40 é possível observar a evolução, ao longo do tempo, da deposição dos sedimentos imediatamente a jusante da restituição e ao longo do canal a jusante da restituição, respetivamente. Verifica-se que durante o período de alimentação de sedimentos ao modelo estes, ao depositarem, ocupam todo o canal a jusante da restituição.



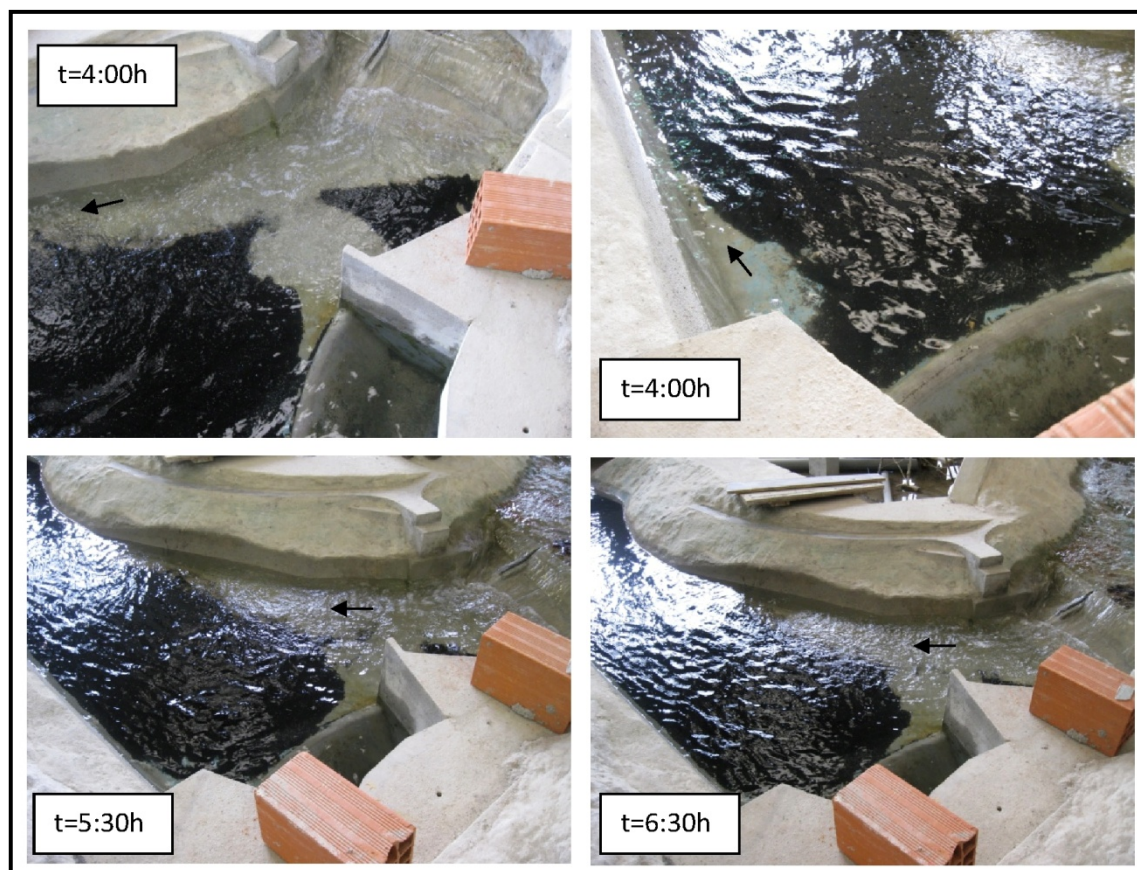
**Figura 39 - Deposição de sedimentos a jusante da restituição.**





**Figura 40 - Deposição de sedimentos no canal a jusante da restituição.**

Após as duas horas de alimentação contínua de sedimentos, o modelo ficou a correr com o caudal de descarga de fundo de  $140 \text{ m}^3/\text{s}$  até deixar de haver transporte de sedimentos. Na Figura 41 apresentam-se as fotografias da respetiva evolução temporal do transporte de sedimentos a jusante da restituição e na Figura 42 é possível observar os sedimentos que se depositaram nas duas estruturas de restituição durante o mesmo período de tempo.



**Figura 41 - Estabilização do transporte de sedimentos a jusante da restituição.**

Ao avaliar a evolução da deposição de sedimentos ao longo do período de estabilização é possível concluir que os sedimentos são arrastados para a margem esquerda do rio, aproximando-se mais da entrada da restituição do reforço de potência e afastando-se da margem direita do rio.



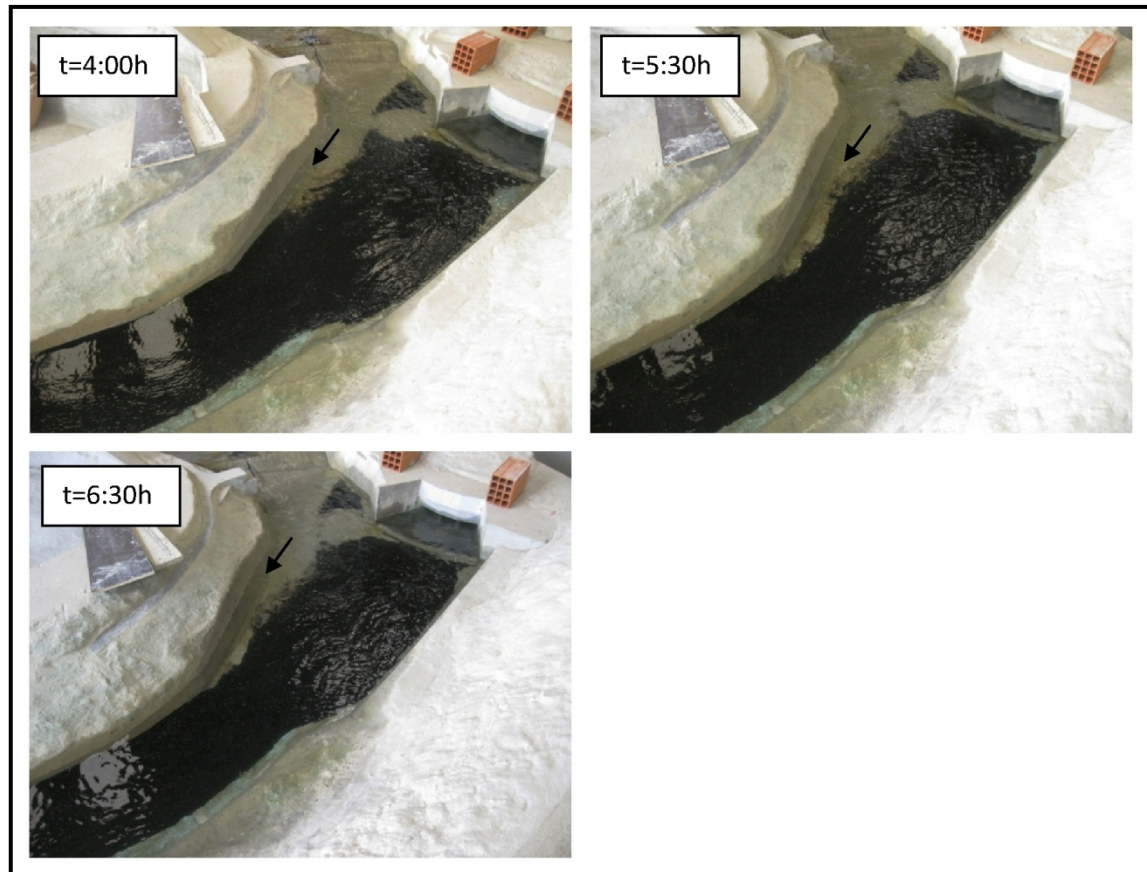
**Figura 42 - Deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência (à esquerda) e na restituição existente (à direita).**

Apesar dos sedimentos se aproximarem da entrada da restituição do reforço de potência são poucos os sedimentos que efetivamente entram nesta, como é possível



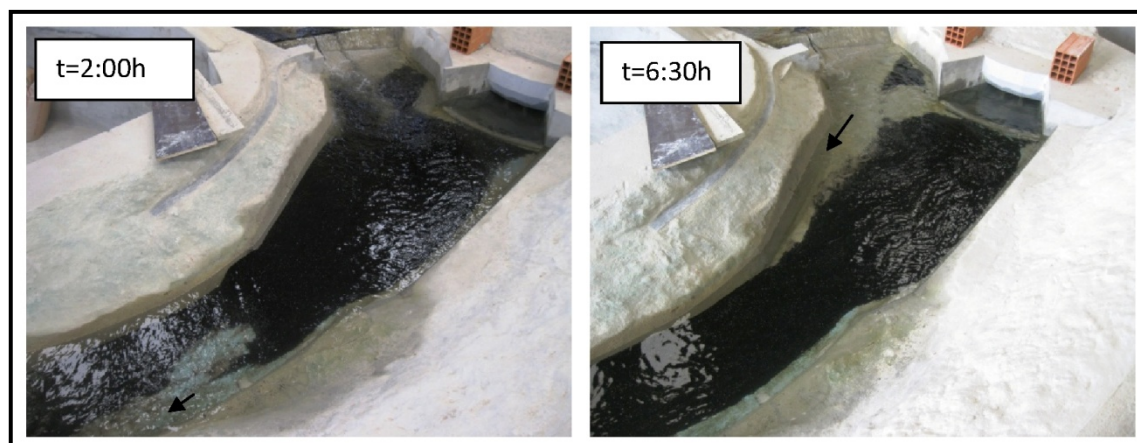
verificar na Figura 42, à esquerda. Já na restituição existente, a quantidade de sedimentos que entraram é praticamente desprezável (Figura 42, à direita).

Na Figura 43 apresentam-se as fotografias da evolução temporal do transporte de sedimentos ao longo do período de estabilização da quantidade de sedimentos a jusante da restituição.



**Figura 43 - Estabilização da quantidade de sedimentos no fundo do canal a jusante da restituição.**

Na Figura 44 apresenta-se uma comparação entre a quantidade de sedimentos depositados no fundo do canal no instante em que terminou a alimentação do modelo com sedimentos e no instante final do período de estabilização da quantidade de sedimentos depositados.



**Figura 44 - Comparação entre a quantidade de sedimentos depositados no fundo do canal no instante final da alimentação, de sedimentos, do modelo e no final do período de estabilização.**

Avaliando as fotografias da Figura 44 é possível concluir que os sedimentos foram arrastados para junto da margem esquerda do canal a jusante da restituição do reforço de potência.

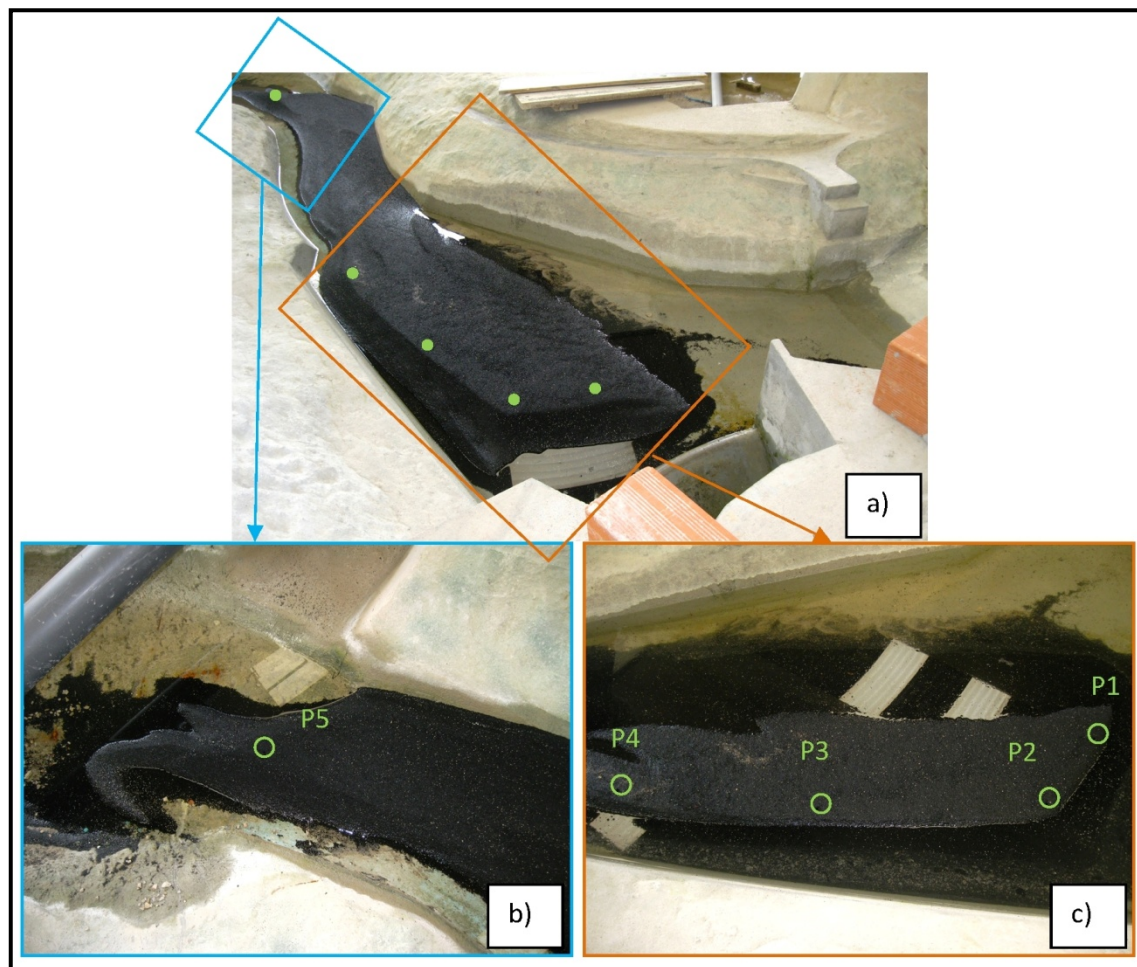
Ao fim de 6:00h de ensaio verificou-se que já não ocorria qualquer transporte de sedimentos, podendo-se assim concluir que, após terminar a alimentação de sedimentos, o modelo leva cerca de 4 h a estabilizar.

De forma a avaliar a quantidade de sedimentos que se depositaram no modelo, drenou-se a água do modelo muito lentamente de forma a não arrastar sedimentos. A Figura 45 mostra a aparência da deposição de sedimentos assim que o modelo perdeu água suficiente.



**Figura 45 - Deposição de sedimentos no canal a jusante da restituição.**

De seguida, foram realizadas medições em vários pontos para avaliar a variação da profundidade da camada de sedimentos. Os pontos medidos apresentam-se na Figura 46.



**Figura 46 - Medição da espessura da camada de sedimentos: a) fotografia geral; b) sedimentos junto à restituição existente; c) sedimentos junto à restituição do reforço de potência.**

Os valores obtidos para a espessura dos sedimentos nos cinco pontos são os indicados na Tabela 6.

**Tabela 6- Altura dos sedimentos nos respetivos pontos.**

Pontos	Modelo (cm)	Protótipo (m)
<b>P1</b>	<b>9,37</b>	<b>5,48</b>
<b>P2</b>	8,94	5,23
<b>P3</b>	8,72	5,10
<b>P4</b>	8,29	4,85
<b>P5</b>	7,81	4,56

Com este ensaio foi possível determinar:

1. que o tempo necessário para a estabilização do transporte de sedimentos é cerca de 4 horas, após a adição de sedimentos;

2. que os sedimentos se depositam a jusante da restituição e ao longo do canal a jusante da mesma, com maior incidência junto à margem esquerda do leito;
3. que a utilização de cerca de 50 kg de baquelite conduz a uma altura de sedimentos a jusante da restituição na ordem dos 9,5 cm, o que corresponde a cerca de 2,5 vezes a altura do lábio da entrada da restituição.

#### 4.4.3. Ensaio 3– Identificação do caudal de limpeza

Com este ensaio, pretende-se identificar o caudal de limpeza para o nível pleno de armazenamento.

Decidiu-se que as condições de alimentação de sedimentos seriam as mesmas que no ensaio 1, isto é, que se iria simular o transporte e deposição de sedimentos com o nível mínimo de exploração, o que equivale a repetir o ensaio 1.

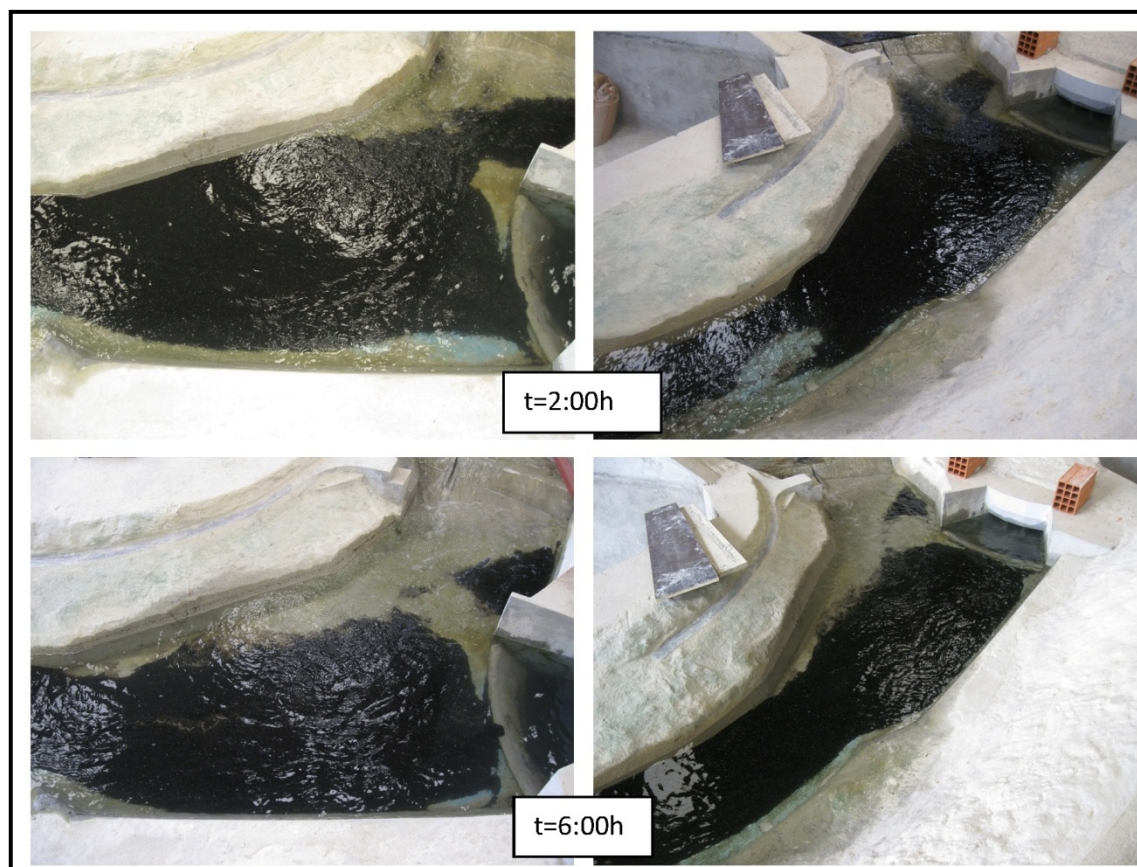
No entanto quando se iniciou o ensaio, por lapso, o caudal líquido introduzido foi de 140 m<sup>3</sup>/s, não houve, portanto, um aumento gradual do caudal. A alimentação de sedimentos foi feita da mesma forma que no ensaio 1, no entanto, durante os primeiros 15 minutos adicionou-se um pouco de sedimentos a mais, o que foi retificado durante o resto do ensaio, fazendo com que no final tenham sido adicionados na mesma cerca de 50 kg de baquelite.

Nas Figura 47 e Figura 48 apresenta-se a evolução do transporte de sedimentos durante a fase de alimentação e estabilização do transporte de sedimentos, assim como a comparação com os resultados obtidos no ensaio 1.





**Figura 47 - Evolução do transporte de sedimentos durante a primeira hora. As imagens da esquerda correspondem a este ensaio e as da direita correspondem ao ensaio 1.**



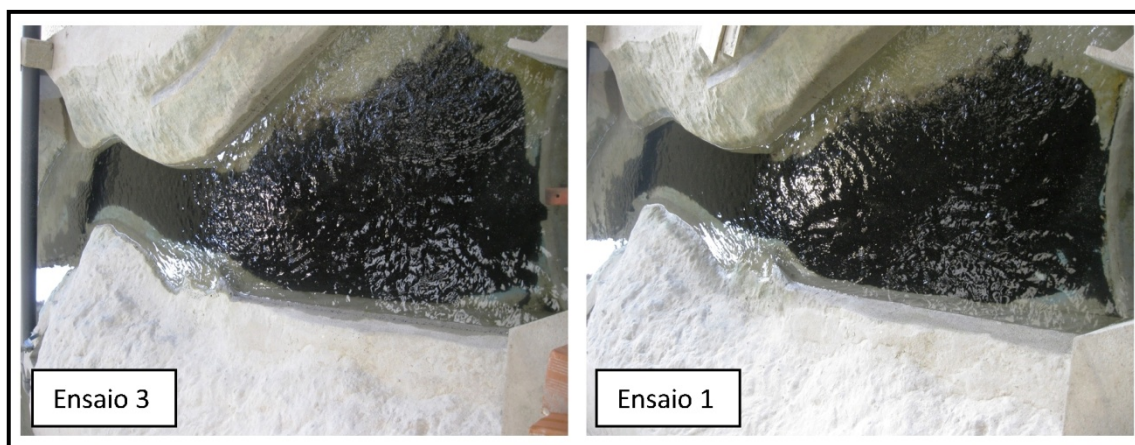
**Figura 48 - Evolução do transporte de sedimentos durante as últimas 5 horas. As imagens da esquerda correspondem a este ensaio e as da direita correspondem ao ensaio 1.**

Ao avaliar a evolução do transporte de sedimentos durante o ensaio é possível verificar que durante a primeira hora os sedimentos se depositam no centro do canal, ao invés de se depositarem junto à margem direita, como se observou no ensaio 1. No entanto, com o tempo as formas de deposição de sedimentos, do ensaio 1 e deste ensaio, vão-se aproximando, de tal forma, que no final do período de estabilização se verificou que as formas são idênticas.

A diferença visível no início do transporte de sedimentos pode ser explicada pelo facto do caudal ser maior no ensaio 3 e portanto devida à maior capacidade de arraste dos sedimentos, estes são arrastados para o centro do canal em vez de ficarem junto da margem direita.

Na Figura 49 apresenta-se a forma final de deposição de sedimentos ao longo de todo o canal, no ensaio 3 e no ensaio 1.

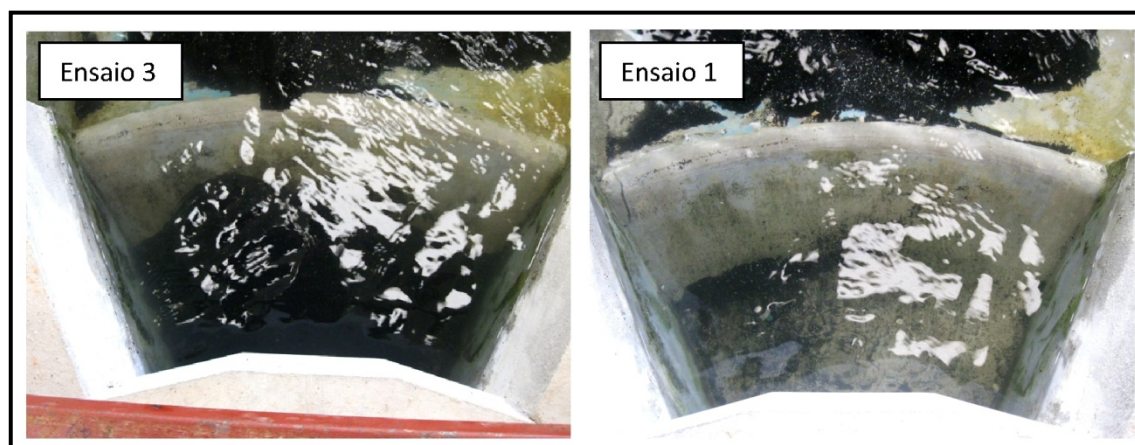




**Figura 49 - Forma final da estabilização de sedimentos no ensaio 3 e no ensaio 1.**

Avaliando as duas fotografias da estabilização do transporte de sedimentos pode-se verificar que as formas finais são praticamente iguais.

Na Figura 50 apresenta-se a comparação entre a entrada de sedimentos, nos dois ensaios no fim da estabilização da quantidade de sedimentos depositados, na restituição do reforço de potência.

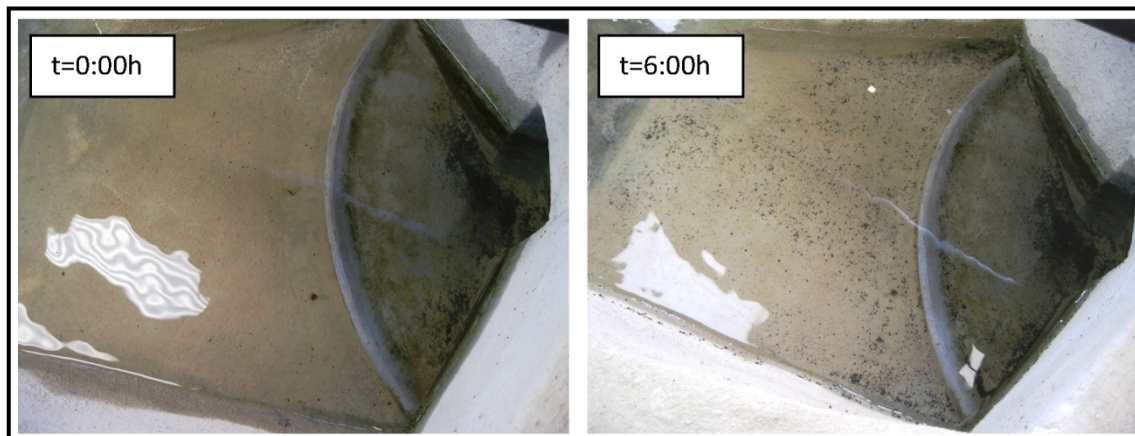


**Figura 50 - Deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência**

Pelas fotografias apresentadas na Figura 50 é possível verificar que houve uma maior deposição de sedimentos no ensaio 3.

Desta forma, apesar da forma final da deposição de sedimentos ao longo do canal ser idêntica, ao ser usado o caudal de dimensionamento da descarga de fundo desde o início do ensaio, vai haver uma maior deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência. Pode-se então concluir que, como definido para o ensaio 1, deve-se aumentar o caudal líquido gradualmente à medida que se vai alimentando o modelo com sedimentos, de forma a não se verificar uma grande deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência.

Na restituição existente não houve deposição de sedimentos relevante, neste ensaio, como é possível comprovar pela Figura 51, que mostra a restituição no início e no final do ensaio.



**Figura 51 - Deposição de sedimentos na restituição existente durante a estabilização da quantidade de sedimentos depositados no ensaio 3.**

Observando a Figura 51 verifica-se que não houve deposição de sedimentos na restituição existente. Os sedimentos identificáveis nas fotografias devem-se ao facto de não ser possível retirá-los completamente após cada ensaio realizado e no processo de preparação para um novo ensaio se depositarem sempre algum material neste local.

De forma a prosseguir com o ensaio, após ter sido atingida a estabilização da quantidade de sedimentos depositados, aumentou-se o nível do leito para o nível de pleno armazenamento.

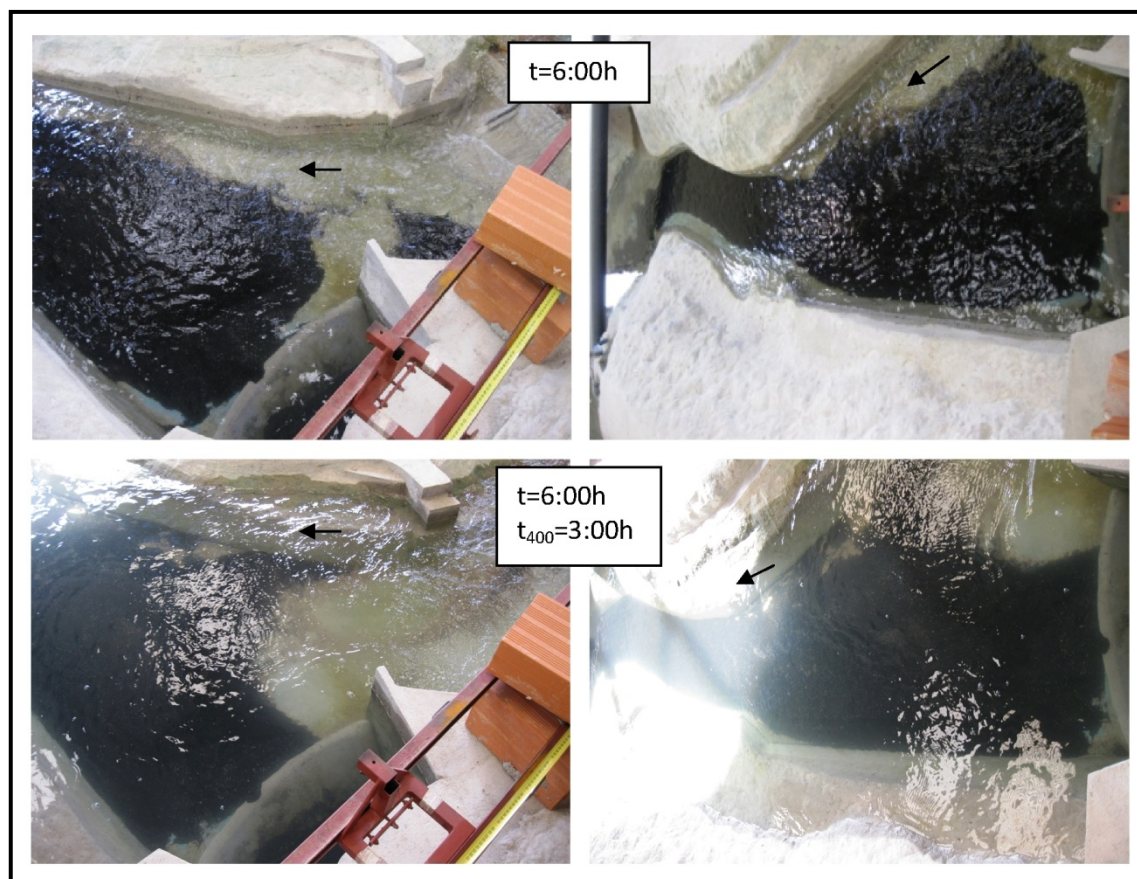
Um nível de água mais alto implica um caudal também mais alto, de forma a obter-se a mesma velocidade responsável pelo transporte de sedimentos, pelo que foi decidido que o incremento do caudal seria de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , para se poder identificar o caudal de limpeza. À semelhança do ensaio 2, este aumento de caudal só deve ser efetuado após se verificar uma estabilização do transporte de sedimentos.

O primeiro caudal de limpeza utilizado foi  $Q_{\text{Limp}}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ , no entanto, verificou-se que este não era suficiente para iniciar o transporte de sedimentos, assim, aumentou-se para um caudal,  $Q_{\text{Limp}}=300 \text{ m}^3/\text{s}$ . Apesar de se verificar que este caudal deu início ao transporte de sedimentos, este transporte era praticamente desprezável, não sendo capaz de realizar a limpeza do canal pretendida.



De seguida voltou-se a aumentar o caudal de limpeza para  $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$ , como o transporte de sedimentos já era significativo, deixou-se o caudal correr durante 3 h, período necessário para o transporte de sedimentos parar.

A Figura 52 mostra a evolução do transporte de sedimentos durante esse período de 3 h em que se utilizou o caudal  $Q_{Limp}=300 \text{ m}^3/\text{s}$ .

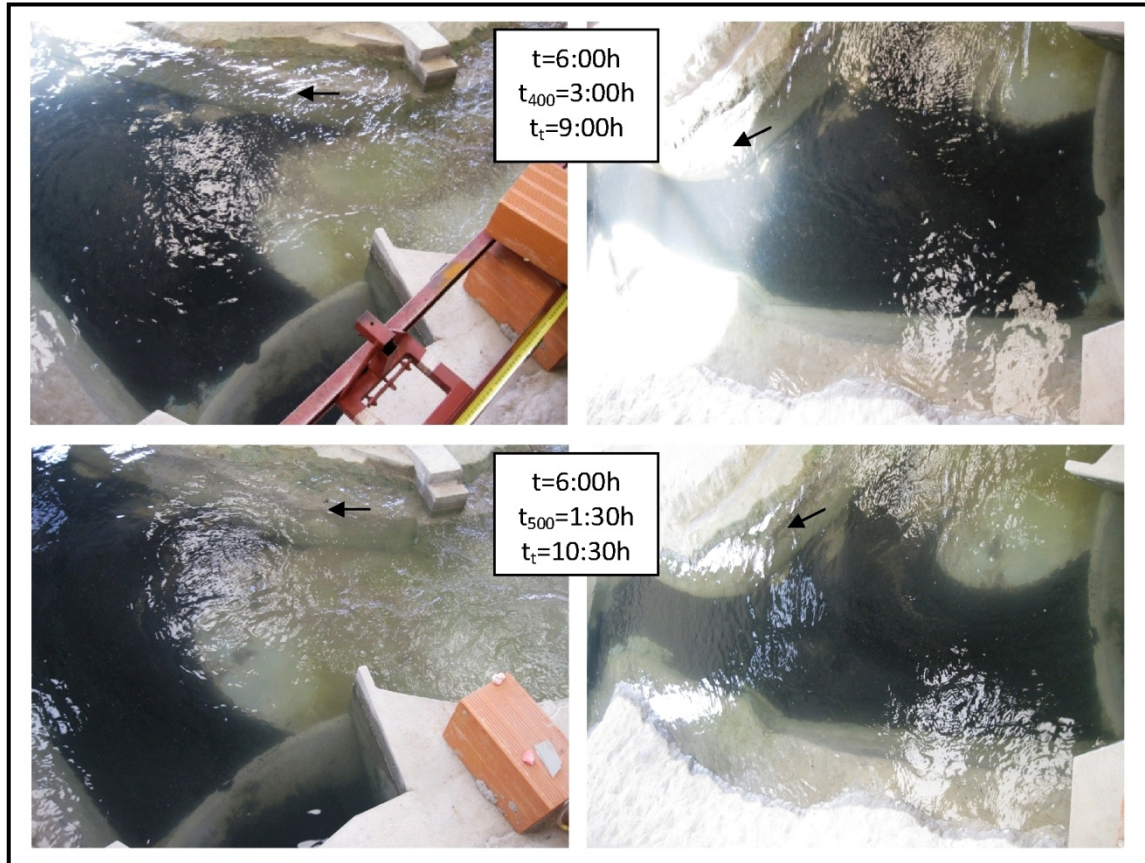


**Figura 52 - Evolução da forma de deposição de sedimentos para  $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$  ao fim de 3 horas.**

A variável  $t_x$  utilizada nesta figura (e nas seguintes) representa o tempo decorrido com o caudal de limpeza,  $Q_{Limp}=x \text{ m}^3/\text{s}$ , sendo que neste caso o  $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$  e o tempo de ocorrência deste caudal foi  $t_{400}=3 \text{ h}$ .

Como se verificou que a limpeza efetuada por este caudal não foi suficiente aumentou-se o caudal de limpeza para  $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Comparando a evolução do transporte de sedimentos devido ao caudal de limpeza,  $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$ , com a evolução do transporte de sedimentos provocado pelo caudal de limpeza  $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$  após 1,5 h de funcionamento, conclui-se que este caudal não seria suficiente para efetuar a limpeza do canal pretendida. Desta forma, voltou a aumentar-se o caudal para um caudal de limpeza igual a  $Q_{Limp}=600 \text{ m}^3/\text{s}$ .

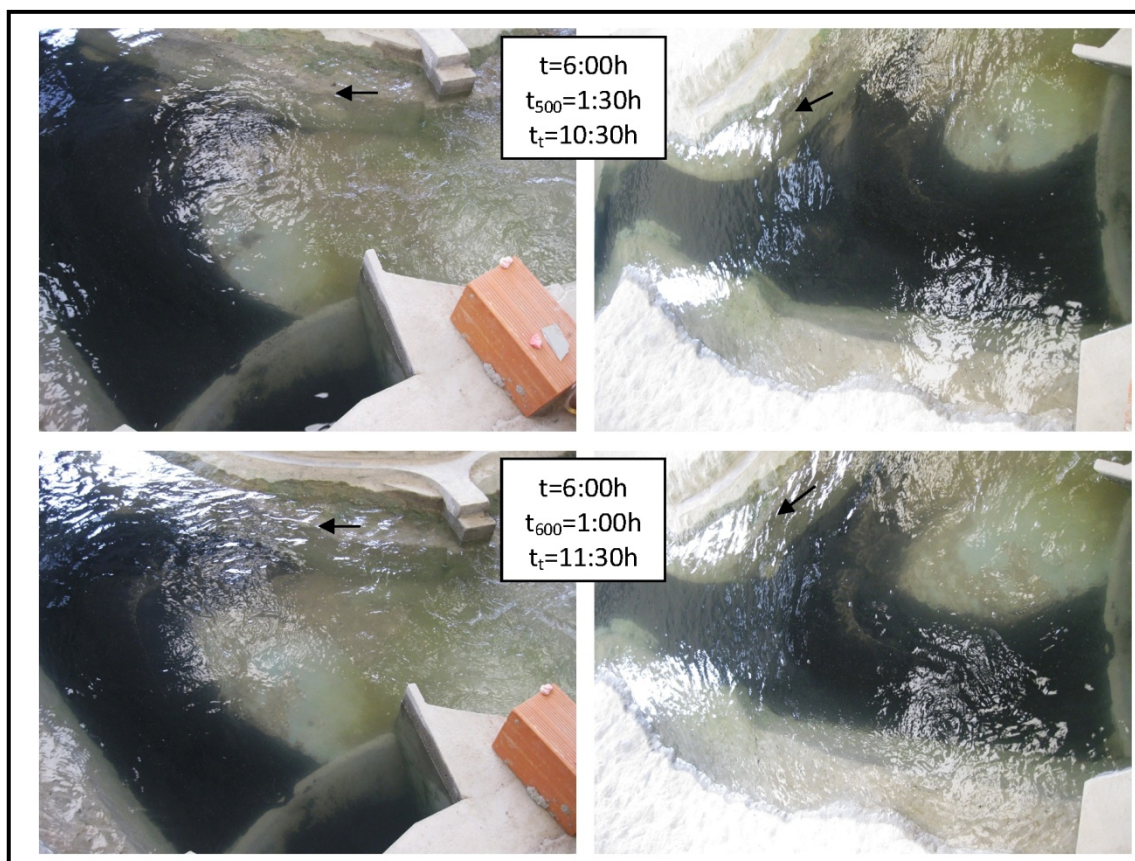
A Figura 53 apresenta uma comparação entre o transporte de sedimentos com o caudal de limpeza de  $Q_{Limp}=400 \text{ m}^3/\text{s}$  e o transporte de sedimentos com o caudal de limpeza de  $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 53 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição do reforço de potência e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza  $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$  ao fim de 1,5 h.**

O caudal de limpeza de  $Q_{Limp}=600 \text{ m}^3/\text{s}$  ficou a correr durante 1 hora, que foi o tempo necessário para concluir que este caudal não iria ser capaz de proceder à limpeza do canal. A Figura 54 mostra o aspeto do canal após a ocorrência dos caudais de limpeza de  $Q_{Limp}=500 \text{ m}^3/\text{s}$  e de  $Q_{Limp}=600 \text{ m}^3/\text{s}$ , respetivamente.

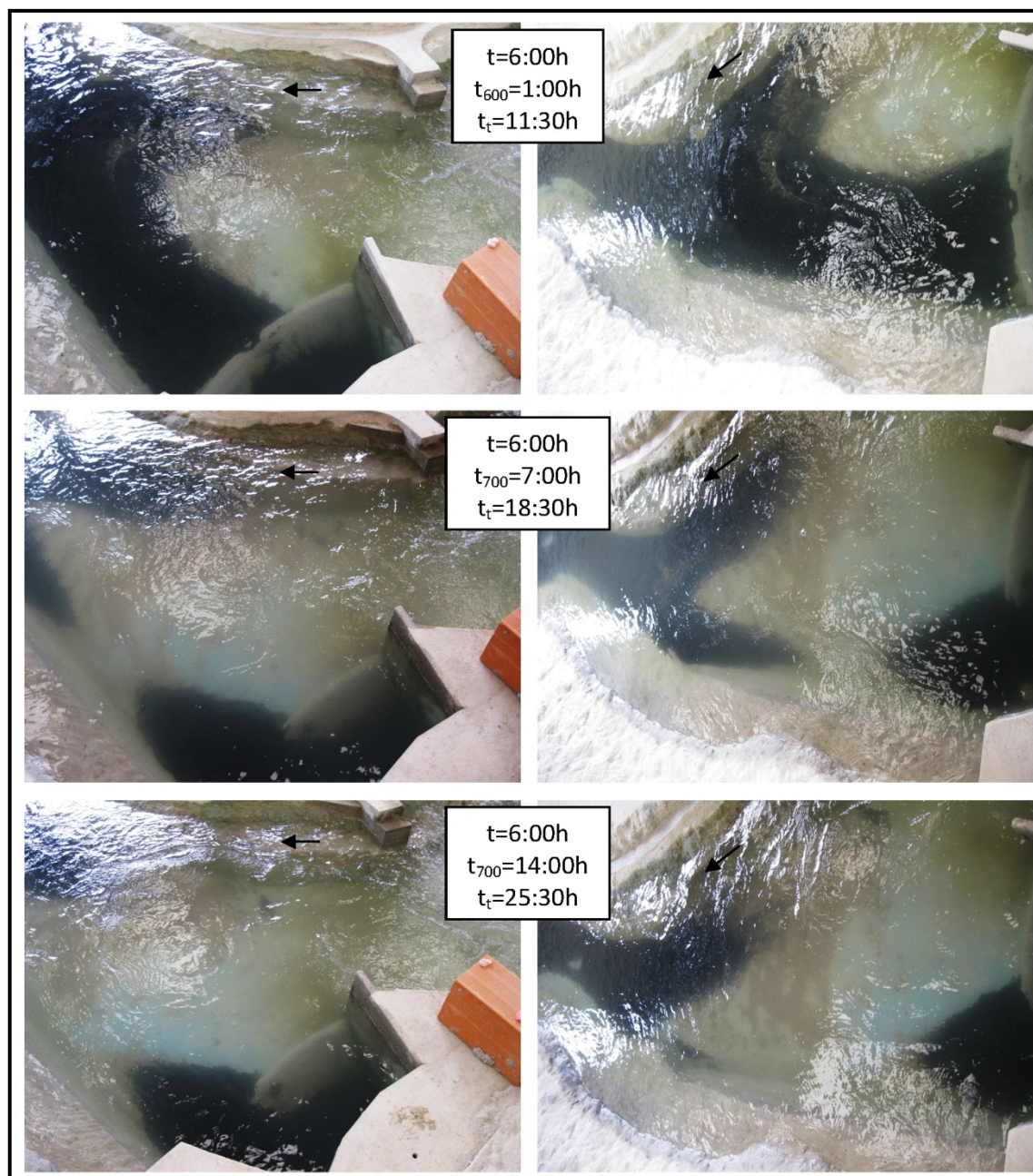




**Figura 54 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza  $Q_{Limp}=600 \text{ m}^3/\text{s}$  ao fim de 1 hora.**

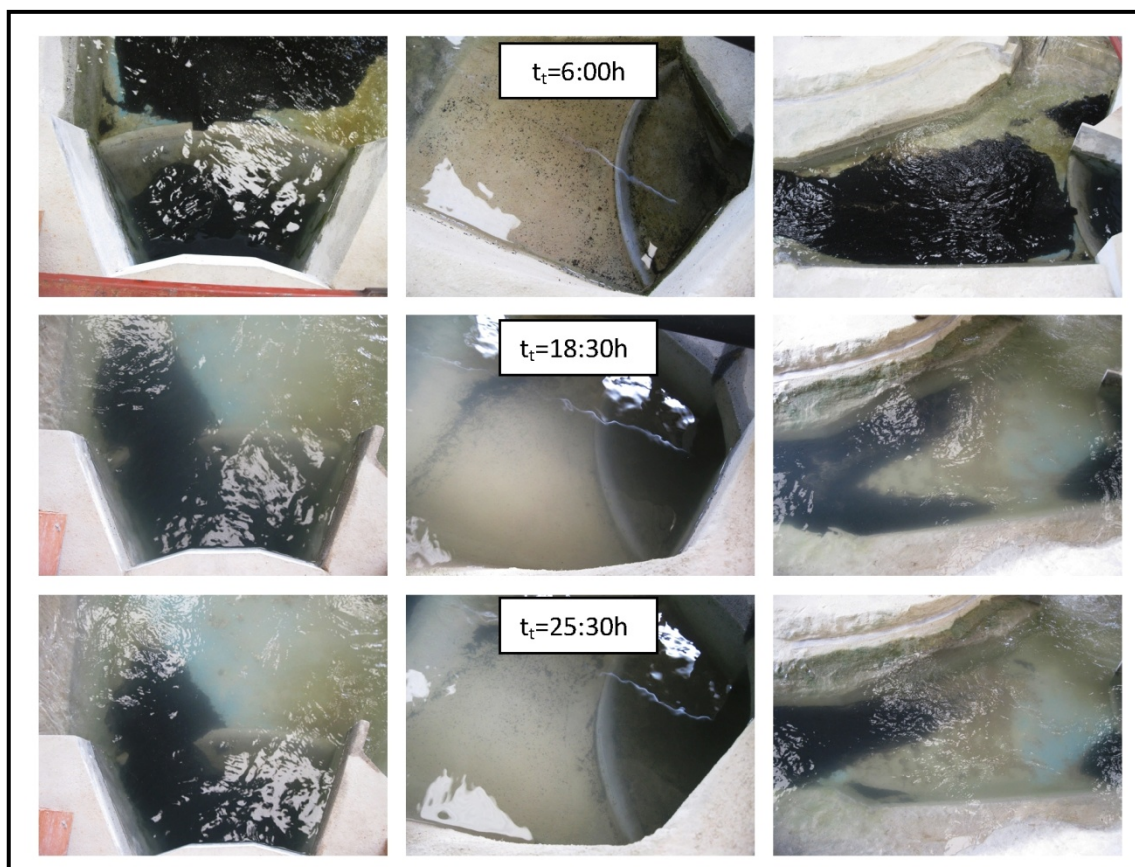
O caudal de limpeza utilizado de seguida foi de  $Q_{Limp}=700 \text{ m}^3/\text{s}$ . Este caudal foi capaz de proceder a uma limpeza mínima do canal, como requerido, o que é demonstrado na Figura 55. No entanto, demorou cerca de 14 horas no modelo, aproximadamente 4,5 dias no protótipo, a limpar a área exigida, e isto após a limpeza realizada pelos caudais anteriores.

Na Figura 56 evidencia-se a deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e imediatamente a jusante da restituição do reforço de potência, respetivamente, durante o período de alimentação com o  $Q_{Limp}=700 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 55 - Evolução do transporte e deposição de sedimentos a jusante da restituição e no canal a jusante da restituição, com o caudal de limpeza  $Q_{Limp}=700 \text{ m}^3/\text{s}$  ao fim de 14 horas.**





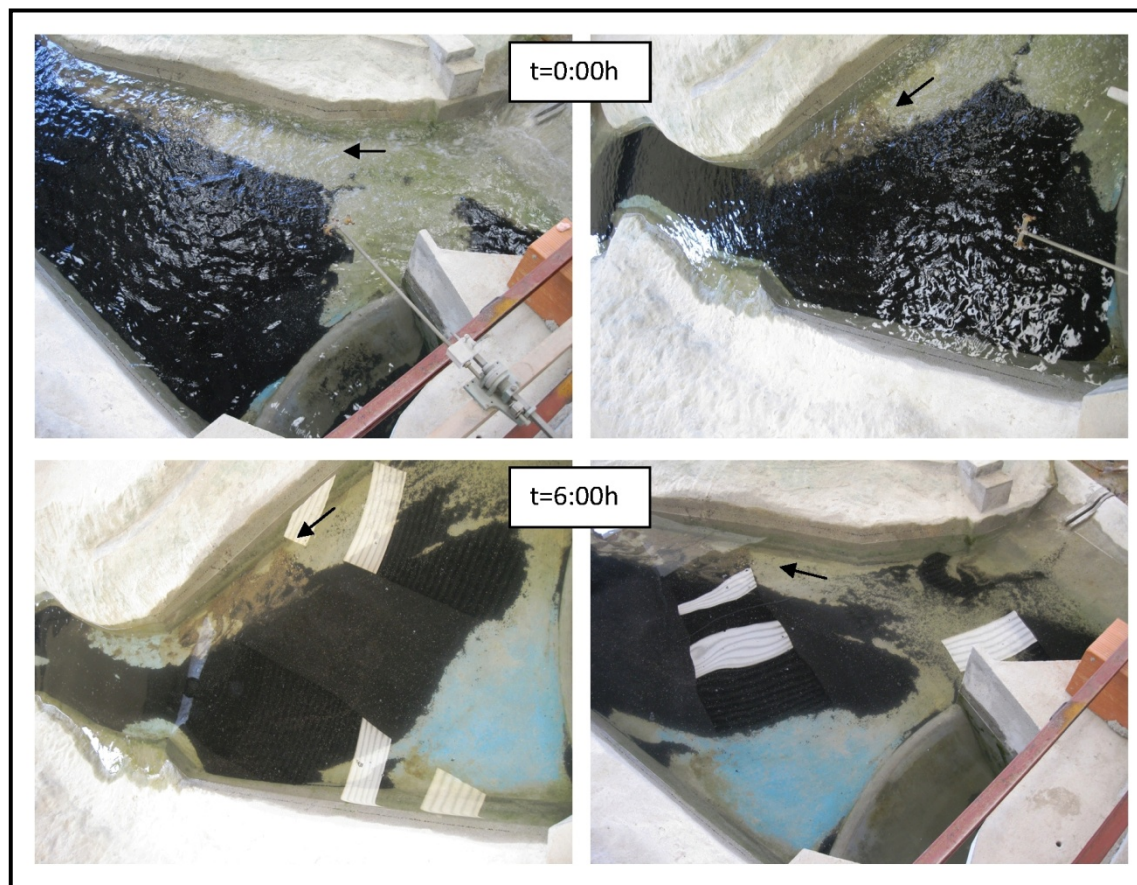
**Figura 56 - Pormenor da deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência ao fim das 14 horas de ensaio.**

Apesar de o caudal de limpeza de  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  ser suficiente para limpar cerca de metade dos sedimentos depositados no canal a jusante da restituição do reforço de potência, este leva um período de tempo muito elevado a fazê-lo. Assim, aconselha-se a utilização de um caudal na ordem dos  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  para efetuar a limpeza do canal a jusante da restituição, na situação de o nível existente ser o nível pleno de armazenamento.

#### 4.4.4. Ensaio 4 – Análise da capacidade de limpeza do modo turbinamento

Neste ensaio pretendeu-se identificar a limpeza efetuada apenas com o caudal de turbinamento, para o nível mínimo de exploração, após nova realização do ensaio 1, de forma a obter-se a forma de deposição de sedimentos.

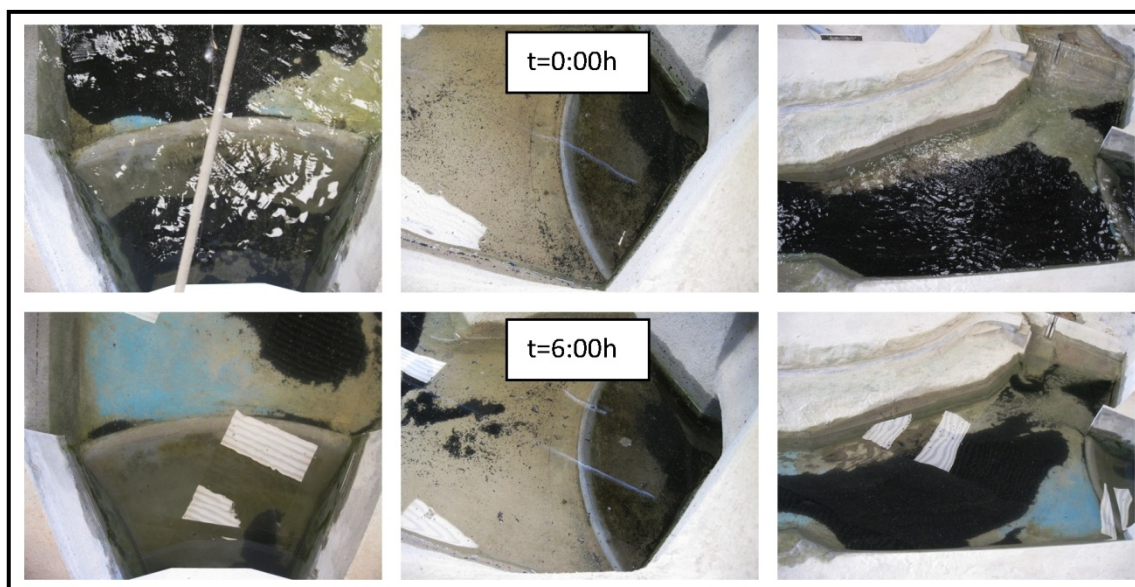
Na Figura 57 é possível verificar a limpeza efetuada ao fim de 6 horas, após a estabilização do transporte de sedimentos, pelo caudal de turbinamento de  $Q_{\text{turb}}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ao fim de 6 horas não era visível qualquer transporte de sedimentos.



**Figura 57 - Evolução do transporte de sedimentos provocado pelo caudal de turbinamento  $Q_{\text{turb}}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ , ao fim de 6 horas.**

Na Figura 58 é possível avaliar a quantidade de sedimentos limpos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e a jusante da restituição.





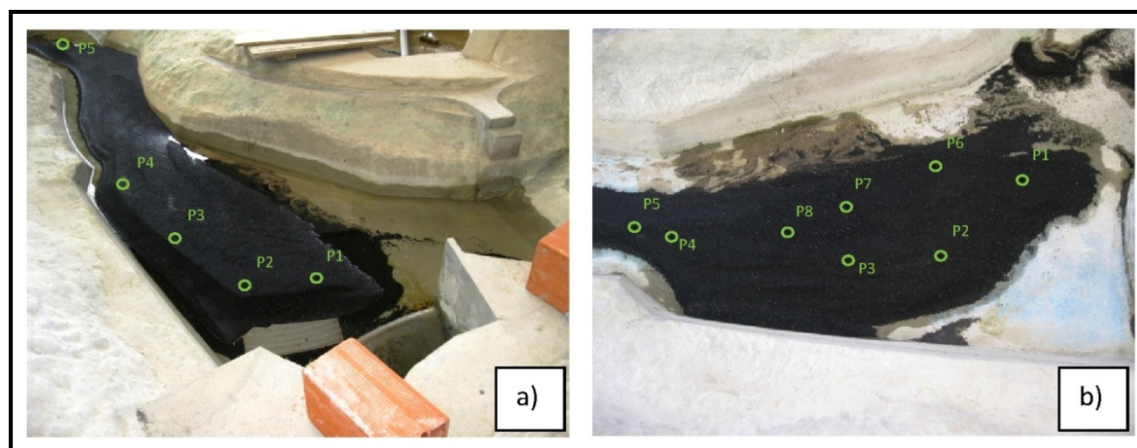
**Figura 58 - Pormenor da limpeza realizada pelo caudal de turbinamento,  $Q_{\text{turb}}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ , ao fim de 6 horas, na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência.**

Ao avaliar a Figura 57 é possível verificar que apesar do caudal de turbinamento ser suficiente para arrastar os sedimentos imediatamente a jusante da restituição para jusante do canal, não é suficiente para realizar a limpeza mínima do mesmo, ou seja, cerca de metade dos sedimentos depositados no canal a jusante da restituição do reforço de potência.

Através da Figura 58 verifica-se que o caudal de turbinamento limpa o interior da entrada da restituição do reforço de potência de quaisquer sedimentos que aí se possam ter depositado durante o ensaio. No entanto, este caudal não influencia a limpeza da restituição existente.

Assim, com este ensaio é possível concluir que o caudal de turbinamento não é suficiente para garantir as condições mínimas de limpeza do canal a jusante da restituição do reforço de potência.

À semelhança do que foi feito no ensaio 1, neste último também foram medidas as alturas em diferentes pontos ao longo do depósito de sedimentos alcançado no final do ensaio. Os pontos medidos estão representados na Figura 59, assim como os pontos medidos no ensaio 1, de forma a ser possível comparar diretamente os valores.



**Figura 59 - Pontos onde foi medida a altura dos sedimentos: a) ensaio 1 e b) ensaio 4.**

Na Tabela 7 são apresentadas as alturas medidas nos respectivos pontos representados na Figura 59 e a sua correspondência no protótipo.

**Tabela 7 - Altura dos sedimentos após limpeza através de turbinamento.**

Ensaio 1		Ensaio 4		
Pontos	Protótipo (m)	Pontos	Modelo (cm)	Protótipo (m)
P1	5,48	P1	5,00	2,92
P1	5,23	P2	6,90	4,03
P3	5,10	P3	7,60	4,44
P4	4,85	P4	5,50	3,21
P5	4,56	P5	4,40	2,57
-	-	P6	7,00	4,09
-	-	P7	8,50	4,97
		P8	8,40	4,91

Neste ensaio mediu-se a altura de mais pontos do que no ensaio 1, pois houve pontos que neste ensaio eram importantes medir e no ensaio 1 não, nomeadamente pontos que neste ensaio apresentavam alturas máximas em relação aos sedimentos depositados à sua volta, situação que não foi identificada no ensaio 1. Para além disso, os pontos não foram medidos exatamente nos mesmos locais que no ensaio 1, mas próximo destes, exceto no caso do ponto 5 do ensaio 1 que neste ensaio não era importante medir porque apresentava uma altura de sedimentos desprezável em relação ao valor obtido no ensaio 1.

O ponto mais alto neste ensaio foi o ponto 7, que equivale a 2,5 vezes a altura do lábio da entrada da restituição do reforço de potência, que mede 2 m.

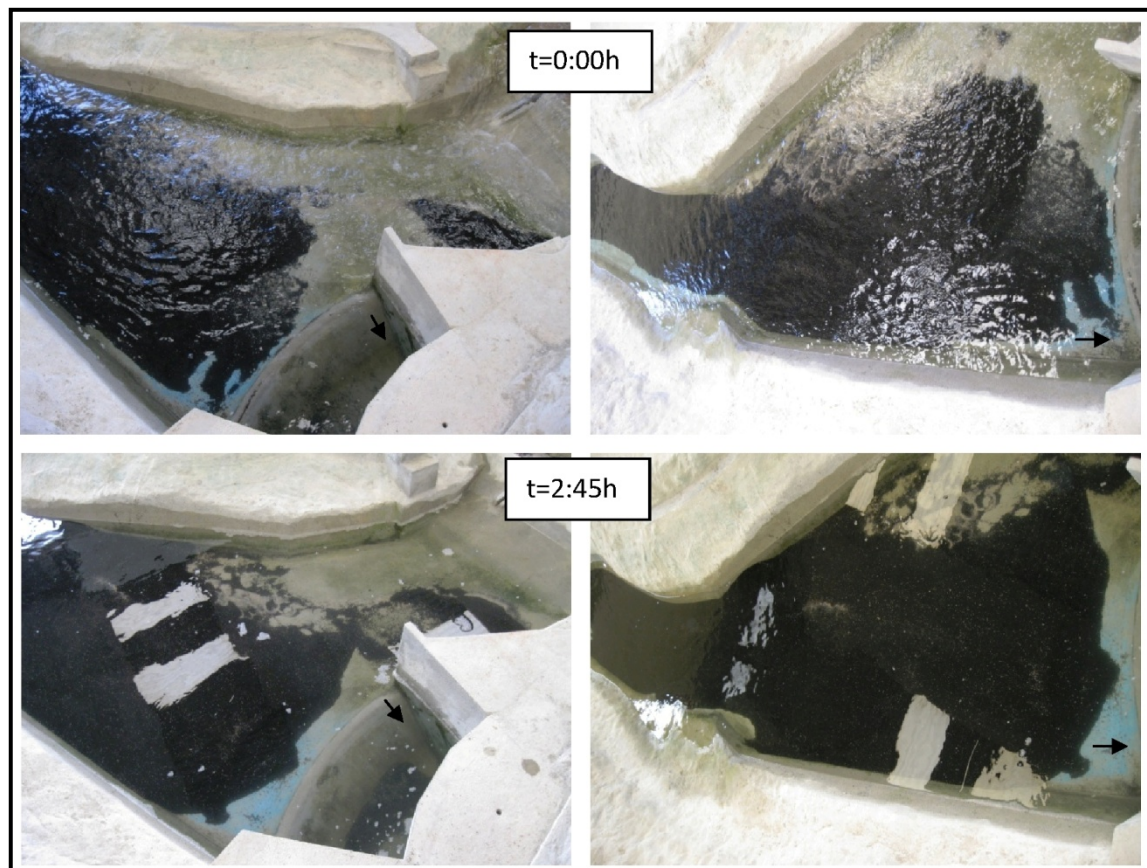
#### 4.4.5. Ensaio 8 – Análise da possibilidade do modo bombagem

Neste ensaio pretendeu-se averiguar se é possível realizar uma operação de bombagem a seguir a uma descarga de caudais através da descarga de fundo da barragem de Salamonde, com o nível mínimo de exploração.

Para tal, repetiu-se novamente o ensaio 1, de forma a obter a forma final de deposição de sedimentos, ligando-se de seguida a restituição do reforço de potência em operação de bombagem, com o equivalente ao caudal de bombagem  $Q_{\text{bomb}} = -163 \text{ m}^3/\text{s}$ .

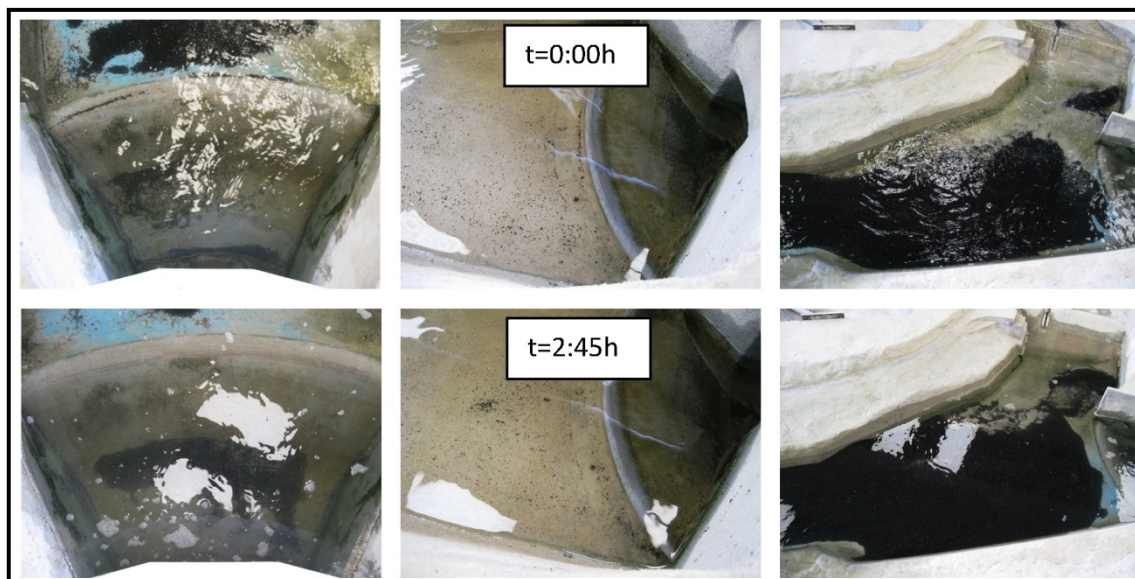
Na Figura 60 apresenta-se a evolução do transporte de sedimentos ao longo do ensaio, em que apenas a restituição do reforço de potência está a funcionar em bombagem.

Na Figura 61 apresenta-se o pormenor da deposição de sedimentos no interior das restituições e a evolução do transporte de sedimentos no canal a jusante da restituição do reforço de potência.



**Figura 60 - Evolução do transporte de sedimentos ao longo das aproximadamente 3 horas do ensaio com a restituição do reforço de potência a trabalhar em bombagem.**





**Figura 61 - Pormenor da deposição de sedimentos na restituição do reforço de potência, na restituição existente e no canal a jusante da restituição do reforço de potência.**

Este ensaio teve a duração de 2 horas e 45 minutos pois ao fim deste tempo já não era visível qualquer transporte. No entanto, ao contrário do que era esperado e apesar de terem entrado alguns sedimentos para a restituição do reforço de potência, estes não avançaram para o interior do circuito hidráulico.

Portanto, apesar de não haver transporte de sedimentos para o interior do circuito hidráulico há, efetivamente, transporte de sedimentos para o interior da restituição, concluindo-se assim que não é aconselhável proceder-se à operação de bombagem a seguir a uma descarga de fundo.

#### 4.4.6. Conclusões

As conclusões mais importantes a retirar dos ensaios indicados são referentes ao funcionamento da restituição do reforço de potência, isto é, quais as situações mais favoráveis ou desfavoráveis ao seu funcionamento.

A situação mais favorável ao seu funcionamento é aquela em que há uma menor entrada de sedimentos para a restituição e, por sua vez, menor entrada dos mesmos para o circuito hidráulico.

Assim, concluiu-se que:

1. após a alimentação de sedimentos ao modelo este demora cerca de 4 horas a estabilizar, isto é, os sedimentos introduzidos ao modelo demoram cerca de 4 horas a depositarem-se;
2. os sedimentos depositam-se preferencialmente a jusante da restituição do reforço de potência e na margem esquerda do leito,
3. o caudal necessário para realizar a limpeza de cerca de metade dos sedimentos depositados a jusante da restituição do reforço de potência é de  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  para o nível de pleno armazenamento;
4. o caudal de turbinamento por si só, não é suficiente para realizar a limpeza desejada do canal a jusante da restituição do reforço de potência, após uma descarga de fundo;
5. após uma descarga de fundo é possível proceder-se à operação de bombagem da restituição, no entanto, esta deve ser feita com precaução por entrarem sedimentos para a bacia de sedimentação do reforço de potência.



## 5. Ensaaios de velocidade junto às grelhas

---

### 5.1. Objetivos

Com estes ensaios pretende-se avaliar quais os valores da velocidade na aproximação das grelhas, com a restituição a funcionar tanto em turbinamento como em bombagem para se caracterizar o campo de velocidades no plano das grelhas.

### 5.2. Ensaio prévio

No caso deste ensaio prévio, foi definido que se iriam fazer medições em nove pontos, distribuídos por três alturas e três verticais, como representado na Figura 62. Este ensaio foi realizado com a sonda Vectrino Plus.

+	+	+
+	+	+
+	+	+

**Figura 62 - Esquema dos pontos para medição**

Durante os ensaios preliminares verificou-se que havia uma assimetria na distribuição de velocidades à saída da restituição do reforço de potência quando esta funciona em turbinamento.

Para confirmar a existência de assimetria na distribuição de velocidades procedeu-se à medição da velocidade em diferentes pontos à saída da restituição.

Este ensaio foi realizado para o nível mínimo de exploração e um caudal de turbinamento de 200 m<sup>3</sup>/s.

Na Tabela 8 apresentam-se os valores obtidos no ensaio e na Figura 63 apresentam-se os valores num gráfico.

Tabela 8 - Velocidades obtidas (valores em m/s).

Distância ao fundo (cm)	Distância ao lado esquerdo da restituição (cm)			Razão entre valores 42,5 e 12,5
	12,5	27,5	42,5	
16,5	0,053	0,187	0,104	2,0
9,5	0,031	0,141	0,100	3,2
1,5	0,028	0,015	0,014	0,5

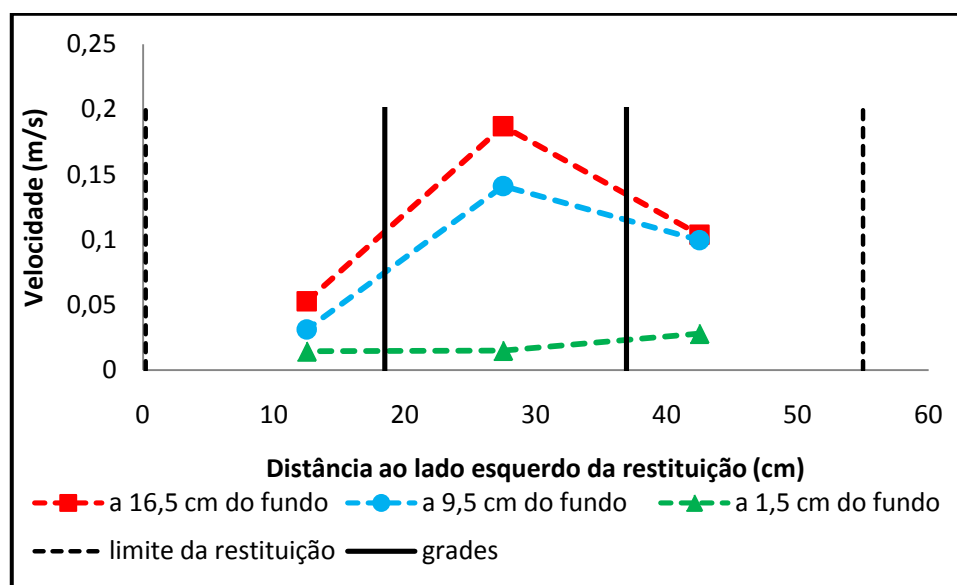


Figura 63 - Gráfico dos resultados obtidos no ensaio de medição de velocidades.

Analizando os valores do gráfico é possível confirmar a existência duma assimetria de velocidades. Os valores das velocidades junto ao lado direito são duas vezes mais elevados do que os pontos do lado esquerdo da restituição para os pontos a 16,5 cm do fundo, três vezes mais elevados para os pontos a 9,5 cm do fundo e metade nos pontos a 1,5 cm do fundo.

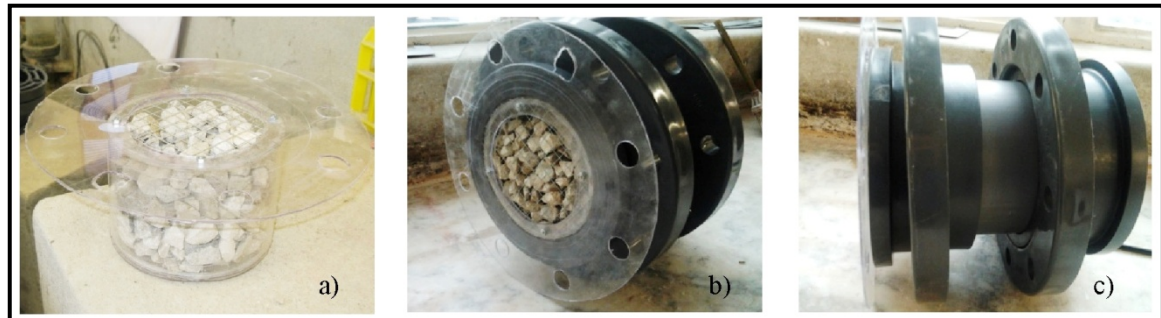
### 5.3. Correção da assimetria

Após se ter verificado a existência da assimetria, explicada pela existência nas condutas de alimentação de água ao modelo de uma curva de aproximadamente 90° que precede a saída da restituição do reforço de potência (que não existe no protótipo), decidiu-se construir uma peça que corrigisse a assimetria, nesta zona da alimentação. Esta peça permite a uniformização das velocidades imediatamente a jusante do seu local de implementação.



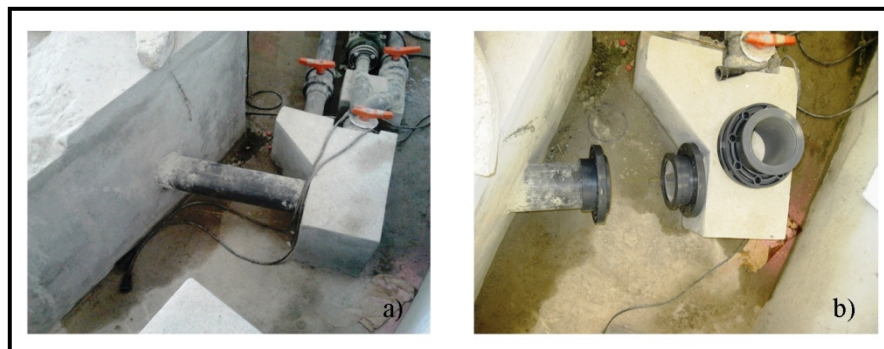
Assim, foi construído um cilindro em acrílico com o interior preenchido com brita, que foi colocado na tubagem a montante da restituição.

Na Figura 64 são apresentadas fotografias da peça construída para provocar a uniformização do escoamento.



**Figura 64 - Peça para corrigir a assimetria no perfil de velocidades: a) peça em acrílico com brita; b) peça no encaixe que vai ser colocado na tubagem do modelo; c) vista lateral do encaixe com a peça.**

Na Figura 65 apresentam-se as fotografias do local onde foi colocada a peça.



**Figura 65 - Local de implantação da peça para correção da assimetria: a) antes da aplicação; b) corte feito para a aplicação.**

Após a colocação da peça, procedeu-se à realização de ensaios de medição de velocidades para averiguar se a peça influenciava os valores das velocidades medidas.

Na Tabela 9 apresentam-se os valores obtidos na medição de velocidades após a alteração efetuada e na Figura 66 o gráfico correspondente.

**Tabela 9 - Valores de velocidade obtidos após colocação da peça para correção da assimetria (valores em m/s).**

Distancia ao fundo (cm)	Distância ao lado esquerdo da restituição (cm)			Razão entre valores 42,5 e 12,5
	12,5	27,5	42,5	
16,5	0,089	0,119	0,074	0,8
9,5	0,050	0,096	0,053	1,1
1,5	0,006	0,020	0,003	0,5

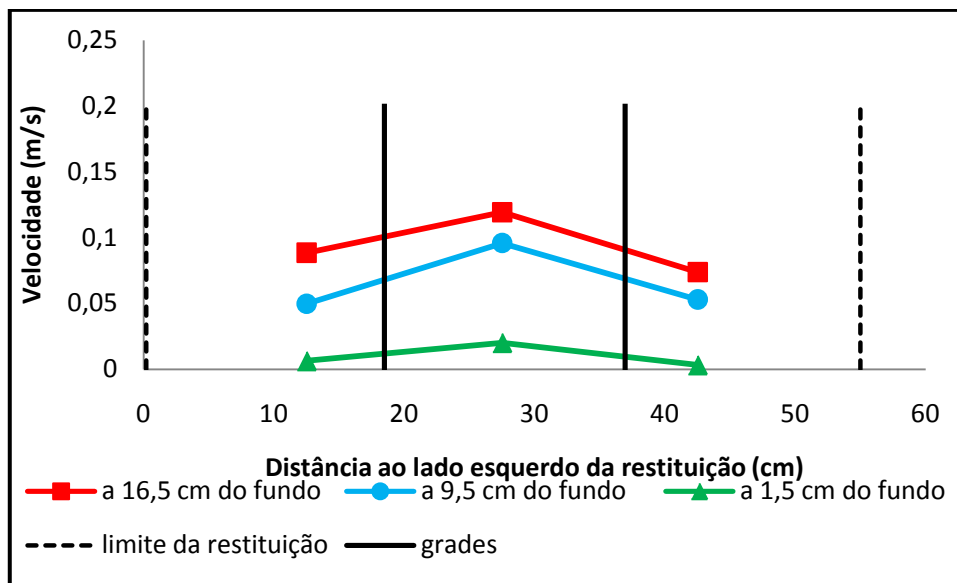
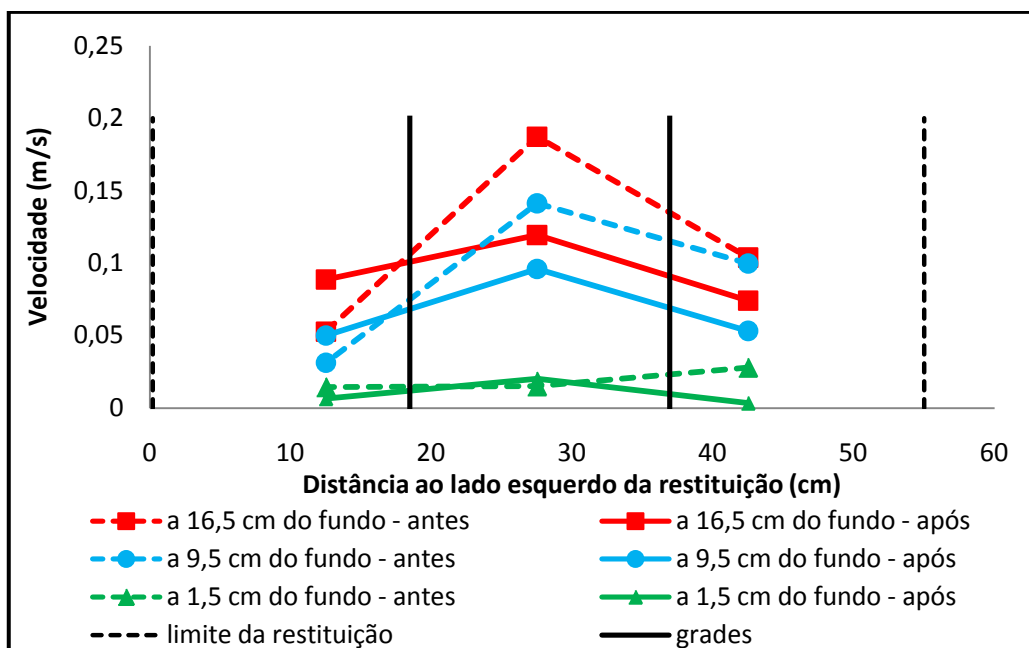


Figura 66 - Gráfico dos resultados obtidos na medição de velocidades após colocação da peça.

Analisando o gráfico obtido, pode-se concluir que a assimetria já não é perceptível. Avaliando a razão calculada entre os pontos do lado esquerdo e do lado direito da restituição, conclui-se que para os pontos a 16,5 e a 9,5 cm do fundo, o valor da razão é aproximadamente 1 e para os pontos a 1,5 cm do fundo a razão é de 0,5, como no ensaio anterior.

É ainda apresentado, na Figura 67, o gráfico com os resultados obtidos nos dois ensaios, de forma a ser mais perceptível a diferença provocada pela colocação da peça para correção da assimetria.

Assim, conclui-se que a peça instalada elimina as assimetrias mais significativas nas velocidades medidas entre o lado esquerdo e o lado direito da restituição.



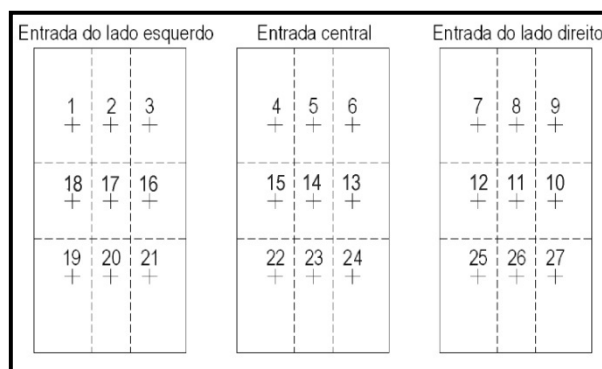
**Figura 67 - Gráfico com os valores obtidos antes e após a aplicação da peça de perda de carga.**

Analisando a Figura 67, a diferença entre os valores medidos antes (linhas a tracejado) e depois da correção (linhas contínuas), é ainda mais visível. Após a correção observam-se velocidades mais uniformes do que anteriormente.

Desta forma, concluiu-se que a peça colocada na tubagem do modelo corrigiu a assimetria de velocidades identificada no modelo.

## 5.4. Ensaios finais

Neste caso, para se poder avaliar corretamente a velocidade do escoamento no plano da grelha, foram realizadas medições em 27 pontos distribuídos por 3 alturas distintas e 3 verticais em cada entrada da restituição (Figura 68). Estes ensaios foram realizados com a sonda UVP - DUO.



**Figura 68 - Pontos de medição da velocidade no plano da grelha.**

Os pontos 1 a 9 correspondem a pontos medidos à cota de 140 m no protótipo, os pontos 10 a 18 à cota de 137 m e os pontos 19 a 27 à cota de 134 m. Na horizontal, em cada entrada da restituição, a distância entre cada ponto equivale a 1,5 m no protótipo.

Foram definidos e realizados 7 ensaios que correspondem a possíveis condições de funcionamento da restituição, quer em turbinamento, quer em bombagem (Tabela 10).

Na presente dissertação apresenta-se uma descrição exaustiva de dois ensaios mais característicos, considerados academicamente mais relevantes, um em turbinamento e outro em bombagem. Estes ensaios encontram-se assinalados a cinzento na Tabela 10.

**Tabela 10 - Planificação dos ensaios de medição de velocidades**

Número do Ensaio	Nível de água na albufeira de Caniçada	Condições de funcionamento da restituição	Obs.	Número de repetições
1	NME	Turbinamento		2
2	Intermédio			1
3	NPA			3
4	NPA		Consideração da confluência com o rio.	1
5	NME	Bombagem		1
6	NPA			2
7	NME		Consideração da confluência com o rio.	1

Para cada ensaio são apresentados o gráfico de velocidades e o erro relativo das medições. Para o cálculo do erro, determinou-se o caudal por multiplicação da velocidade em cada ponto pela respetiva área de influência (Tabela 11), obtendo-se dessa forma o caudal em cada área de influência. O erro relativo corresponde à razão entre a diferença entre o somatório dos caudais em cada área e o caudal medido no debímetro eletromagnético e o caudal medido no debímetro eletromagnético, em percentagem.

**Tabela 11 - Área de influência de cada ponto no modelo (valores em cm).**

Distância ao fundo (cm)	Entrada esquerda			Entrada central			Entrada direita		
15,38	29,8	20,0	29,4	29,8	20,0	29,4	29,8	20,0	29,4
10,25	19,8	13,3	19,6	19,8	13,3	19,6	19,8	13,3	19,6
5,13	29,7	19,9	29,3	29,7	19,9	29,3	29,7	19,9	29,3
Distância à esquerda (cm)	2,6	5,2	7,8	2,6	5,2	7,8	2,6	5,2	7,8

Para se medir a velocidade do escoamento no plano das grelhas foi necessário colocar a sonda virada para o interior da restituição, desta forma, os valores positivos obtidos correspondem à bombagem, quando o escoamento se faz no mesmo sentido em

que as ondas sonoras são enviadas pela sonda, e os valores negativos correspondem ao turbinamento, que equivale à situação inversa.

De seguida apresentam-se os resultados obtidos nos dois ensaios supracitados.

#### 5.4.1. Ensaio 3 – Análise da influência do modo turbinamento

No ensaio 3 mediram-se as velocidades no plano da grelha para o nível de pleno armazenamento e com a restituição a trabalhar em turbinamento.

Na Tabela 12 apresenta-se o caudal de cada área de influência do modelo.

**Tabela 12 - Caudal na área de influência de cada ponto do Ensaio 3 (valores em l/s).**

<b>Distância ao fundo (cm)</b>	<b>Entrada Esquerda</b>			<b>Entrada Central</b>			<b>Entrada Direita</b>		
<b>15,38</b>	0,093	0,009	-0,064	-0,216	-0,098	-0,363	-0,091	-0,332	-0,516
<b>10,25</b>	-0,125	-0,111	-0,242	-0,109	-0,031	-0,250	-0,343	-0,272	-0,439
<b>5,13</b>	-0,399	-0,431	-0,754	-0,605	-0,317	-0,405	-0,571	-0,477	-0,707

O erro associado à medição é dado por:

$$\left| \frac{Q_{E3} - Q_M}{Q_M} \right| \cdot 100 = \left| \frac{8,17 - 7,66}{7,66} \right| \cdot 100 = 7\% \quad (43)$$

onde,  $Q_{E3}$  é o somatório dos caudais em cada área de influência do ensaio 3, e  $Q_M$  o caudal medido no debitómetro eletromagnético. Verifica-se desta forma que o erro associado às medições deste ensaio é de 7%.

Na Figura 69 apresenta-se o gráfico de velocidades obtidas para o protótipo e na Tabela 13 apresentam-se os valores correspondentes.

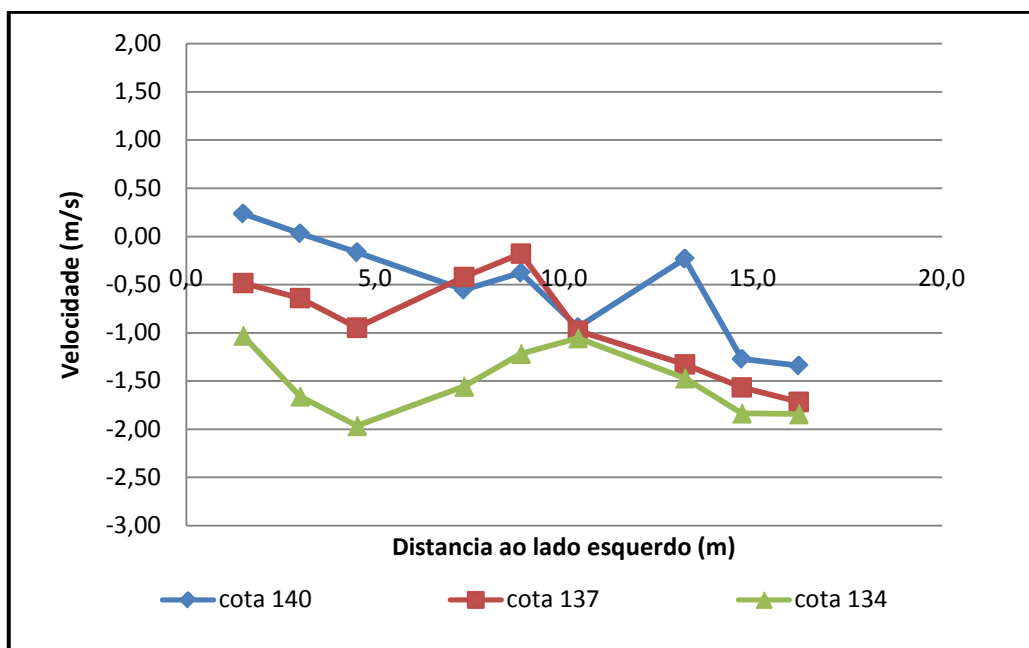


Figura 69 - Velocidades no protótipo para o Ensaio 3.

Tabela 13 - Velocidades obtidas em cada ponto no Ensaio 3 (valores em m/s).

Cota (m)	Distância ao lado esquerdo (m)								
	1,51	3,01	4,52	7,35	8,86	10,36	13,20	14,70	16,21
140	0,24	0,03	-0,17	-0,55	-0,38	-0,94	-0,23	-1,27	-1,34
137	-0,48	-0,64	-0,95	-0,42	-0,18	-0,98	-1,33	-1,57	-1,72
134	-1,03	-1,66	-1,97	-1,56	-1,22	-1,06	-1,47	-1,83	-1,84

Com este ensaio pode-se concluir que:

1. existe alguma variabilidade nos resultados à mesma cota, verificando-se que os valores do lado esquerdo são mais baixos que os valores obtidos no lado direito;
2. há uma ligeira recirculação da água à cota de 140 m, no lado esquerdo da restituição (a castanho na Tabela 19);
3. devido à assimetria os valores obtidos são um pouco mais altos do que o esperado se não se verificasse qualquer assimetria, por esta razão os valores são ligeiramente superiores aos valores aconselháveis tanto por ESHA (2004) e Pinheiro (2006).

#### 5.4.2. Ensaio 6 – Análise da influência do modo bombagem

Neste ensaio mediram-se as velocidades no plano da grelha para o nível de pleno armazenamento e com a restituição a funcionar em bombagem.

Na Tabela 14 apresenta-se o caudal em cada área de influência do modelo.

**Tabela 14 - Caudal na área de influência de cada ponto do Ensaio 6 (valores em l/s).**

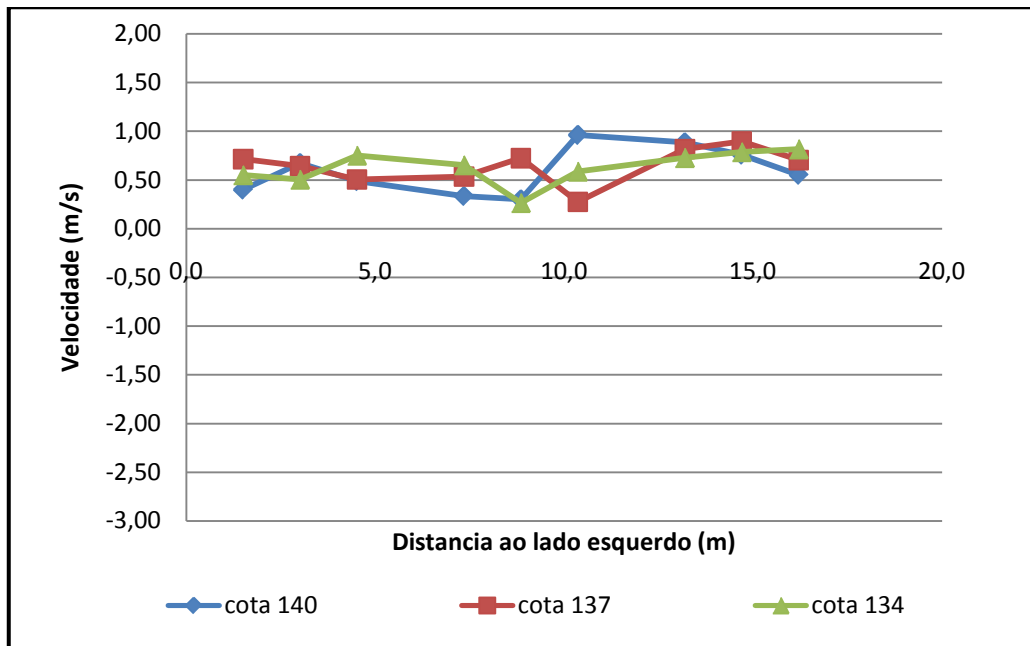
Distância ao fundo (cm)	Entrada Esquerda			Entrada Central			Entrada Direita		
<b>15,38</b>	0,156	0,176	0,188	0,131	0,079	0,370	0,346	0,198	0,213
<b>10,25</b>	0,185	0,111	0,129	0,139	0,126	0,070	0,212	0,155	0,180
<b>5,13</b>	0,215	0,131	0,289	0,254	0,069	0,226	0,283	0,205	0,313

O erro associado à medição é dado por:

$$\left| \frac{Q_{E6} - Q_M}{Q_M} \right| \cdot 100 = \left| \frac{5,15 - 6,24}{6,24} \right| \cdot 100 = 17\% \quad (44)$$

onde,  $Q_{E6}$  é o somatório dos caudais em cada área de influência do ensaio 6. Verifica-se desta forma que o erro associado às medições deste ensaio é de 17%.

Na Figura 69 apresenta-se o gráfico de velocidades obtidas para o protótipo e na Tabela 15 apresentam-se os valores correspondentes.



**Figura 70 - Velocidades no protótipo para o Ensaio 6.**

**Tabela 15 - Velocidades obtidas em cada ponto no Ensaio 6 (valores em m/s).**

Cota (m)	Distância ao lado esquerdo (m)								
	1,51	3,01	4,52	7,35	8,86	10,36	13,20	14,70	16,21
<b>140</b>	0,40	0,67	0,49	0,34	0,30	0,96	0,89	0,76	0,55
<b>137</b>	0,71	0,64	0,51	0,54	0,72	0,28	0,82	0,90	0,70
<b>134</b>	0,55	0,51	0,75	0,66	0,27	0,59	0,73	0,79	0,82

Através dos resultados obtidos é possível concluir que:

1. não há assimetria de velocidades no plano das grelhas;
2. não é observada qualquer recirculação do escoamento;
3. todos os valores se encontram dentro dos limites aconselhados por ESHA (2004) e Pinheiro (2006).

#### 5.4.3. Conclusões

A partir dos ensaios de velocidades no plano da grelha indicados foi possível concluir que:

1. com a restituição em operação de turbinamento registou-se uma ligeira assimetria das velocidades no plano da grelha;
2. com a restituição em operação de turbinamento verificou-se a existência de alguma recirculação do escoamento de água, este fenómeno foi observado do lado da restituição em que as velocidades são mais baixas.
3. com a restituição em operação de bombagem não houve qualquer recirculação do escoamento;
4. no ensaio de turbinamento verificou-se que os valores das velocidades na grelha são um pouco superiores aos valores aconselhados por ESHA (2004) e por Pinheiro (2006), mas no ensaio de bombagem tal não se verifica, encontrando-se os valores obtidos dentro dos limites aconselhados.

Uma vez que os erros relativos do caudal foram relativamente baixos, conclui-se que a assimetria e a recirculação do escoamento, registadas no ensaio de turbinamento, não terão sido devidas à instrumentação utilizada para medição das velocidades. Assim sendo, a assimetria poderá estar associada a alguma particularidade do modelo que não existe no protótipo, como, por exemplo, a curva que existe na tubagem que alimenta a restituição. Se não se verificasse esta assimetria, provavelmente não ocorreria nenhuma recirculação. De referir, no entanto, que a assimetria e respetiva recirculação do escoamento não são significativas.



## 6. Conclusões

---

Nesta dissertação pretendeu-se estudar e caracterizar o escoamento numa tomada de água, que funciona tanto em turbinamento como em bombagem, através duma abordagem experimental. Numa primeira fase, este estudo focou-se no estudo do transporte de sedimentos efetuado pelo funcionamento da descarga de fundo da barragem e a sua interferência com o funcionamento da restituição nos dois modos de funcionamento possíveis, e, numa segunda fase, foram avaliadas as velocidades no plano da grelha que existirá nesta estrutura hidráulica.

São apresentadas as principais conclusões do estudo, sendo que primeiramente se descrevem as conclusões referentes ao estudo do transporte de sedimentos e, de seguida, as conclusões referentes ao estudo das velocidades no plano da grelha da restituição.

Em relação ao estudo do transporte de sedimentos obtiveram-se as seguintes conclusões:

1. após o funcionamento da descarga de fundo, os sedimentos transportados levam cerca de um dia a depositarem-se;
2. o caudal mínimo necessário para se realizar a limpeza dos sedimentos depositados, de forma a cerca de metade do canal a jusante da restituição ficar desimpedido, é iguala  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  para o nível de pleno armazenamento;
3. após o funcionamento da descarga de fundo ou a ocorrência de uma cheia significativa, a restituição deve ficar a funcionar em turbinamento durante um dia para se proceder a uma limpeza mínima do canal;
4. após o funcionamento da descarga de fundo é possível proceder-se à operação de bombagem da restituição, no entanto, tal deve ser feito com cuidado porque há deposição de sedimentos na bacia de sedimentação da restituição.

Em relação ao estudo das velocidades no plano das grelhas obtiveram-se as seguintes conclusões:

1. no ensaio em turbinamento verificou-se a existência de uma assimetria em relação às velocidades medidas do lado esquerdo e do lado direito da restituição; como os erros associados às medições são baixos, a causa para esta assimetria pode estar associada às condições do modelo físico e pode

estar a ser provocada pela curva existente na tubagem do modelo, que não existe no protótipo;

2. devido à assimetria existente, verifica-se a existência de alguma recirculação do escoamento do lado oposto ao que registou velocidades mais elevadas no plano da grelha, no entanto, esta assimetria e recirculação do escoamento não são significativas;
3. no ensaio de bombagem registou-se um escoamento bastante uniforme, não se verificando qualquer assimetria de valores;
4. nos ensaios de turbinamento os valores de velocidade ultrapassam ligeiramente os máximos aconselhados por ESHA (2004) e Pinheiro (2006), o que pode ser explicado pela pequena assimetria verificada, no entanto, nos ensaios de bombagem os valores obtidos encontram-se dentro dos limites estipulados pelos autores referidos.

Por fim, com este estudo conclui-se que os ensaios experimentais em modelo reduzido são uma abordagem adequada para compreender o comportamento do escoamento em estruturas hidráulicas à escala real, pois é possível realizar ensaios de forma mais prática e exequível na escala do modelo.

Em relação à realização de trabalhos futuros, é recomendado que se realizem estudos semelhantes em estruturas de restituição com outras características, nomeadamente no que se refere à influência dos sedimentos depositados imediatamente a jusante da restituição, ao escoamento no plano da grelha e às condições que possam levar à formação de vórtices.

## 7. Bibliografia

---

- ASCE (1975). "*Sedimentation engineering*". Manuals and Reports on Engineering Practice. Ed. Vito A. Vanoni, American Society of Civil Engineering, Estados Unidos da América.\*
- ASCE (1995). "*Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants*". Committee on Hydropower Intakes of the Energy Division of the American Society of Civil Engineers, Estados Unidos da América.
- Brunella, S., Hager, W. H. e Minor, H. -E. (2003). "*Hydraulics of Bottom Rack Intake*," Journal of Hydraulic Engineering, vol. 129.
- BUREC, Ed. (1987). Design of Small Dams. A Water Resources Technical Publication. U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Washington D. C. Estados Unidos da América.
- Cardoso, A. H. (1998). Hidráulica Fluvial. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
- Chen, Z., Ettma, R. e Lai, Y. (2004). "*Ice-Tank and Numerical Study of Frazil Ingestion by Submerged Intakes*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 130.
- Daggett, L. L., e Keulegan, G. H. (1974). "*Similitude in free-surface vortex formations*", Journal of the Hydraulics Division, vol. 100.\*
- Daly, S. F. e Ettema, R. (2006). "*Frazil Ice Blockage of Water Intakes in the Great Lakes*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 132.
- Edwards, S., Dembeck, J., Pease, T., Skelly, M. e Rengert, D. (1988). "*Effectiveness of Angled-Screen Intake System*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 114.
- ESHA. (2004). Guide on How to Develop a Small Hydropower Plant, European Small Hydropower Association.
- Fernandes, J. (2013). "*Compound channel uniform and non-uniform flows with and without vegetation in the floodplain*", Tese de Douturamento, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Ferreira, L. M. C. e Genovez, A. I. B. (2005). "*Submersão mínima em tomadas d'água verticais*", *Ingeniería del agua*, vol. 12.\*
- Gordon, J. L. (1970). "*Vortices at Intakes*", Water Power.
- Hecker, G. E. (1981). "*Model-prototype comparison of free surface vortices*", Journal of the Hydraulics Division, vol. 107.\*

- Ho, J., Coonrod, J.; Gill, T. e Mefford, B. (2010). "*Case Study: Movable Bed Model Scaling for Bed Load Sediment Exclusion at Intake Structure on Rio Grande*," Journal of Hydraulic Engineering, vol. 136.
- Knauss, Jost. (1987). Swirling Flow Problems at Intakes, IAHR, Roterdão, Holanda.
- Kraus, N. C., Lohrmann, A. e Cabrera, R. (1994). "New Acoustic Meter for Measuring 3D Laboratory flows" Journal of Hydraulic Engineering, vol. 120.
- Lencastre, A. (1996). Hidráulica Geral. Edição do autor, Lisboa, Portugal.
- Levin, L. (1968). "*Formulaire des conduits forcés, oléducs et conduits d'aération*". Paris, França.\*
- Michell, F., Ettema, R. e Muste, M. (2006). "*Case Study: Sediment Control at water Intake for Large Thermal-Power Station on a Small River*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 132.
- NBR 11213:2000 (2001). Grade de tomada d'água para instalação hidráulica - cálculo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- Nortek. (2009). "*Vectrino Velocimeter - User Guide*", Nortek AS, Vangskroken, Noruega.
- Odgaard, A. J., Cherian, M. P. e Elder, R. A. (1987). "*Fish Diversion in Hydropower Intake*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 113.
- Odgaard, A. J., Elder, R. A., e Weitkamp, D. (1990). "*Turbine-Intake Fish-Diversion System*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 116.
- Pinheiro, António Nascimento. (2006). "*Tomadas de Água em Albufeiras*". Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Portugal.
- Pugh, C. A. e Dodge, R. A. (1991). "*Design of sediment models*" Proc., 5th Federal Interagency Sedimentation, Federal Energy Regulatory Commission, Washington, D. C., Estados Unidos da América.
- Quintela, A. C., Pinheiro, A. N. (1987). "Tomadas de água e derivações em pequenos aproveitamentos hidroeléctricos sem albufeira", CEHIDRO - Centro de estudos de hidrossistemas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Quintela, A. C., Pinheiro, A. N., Gomes, A. S., Afonso, J. R., Almeida, J. M. e Cordeiro, M. S. (2001). Curso de Exploração e Segurança de Barragens, Instituto da Água.
- Quintela, A. C. (2007). Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
- Ramos, H. (2000). "Hydraulic design of small power plants" in Guidelines for Design of Small Hydropower Plants. WREAN e DED, Belfast, Irlanda do Norte.

- Ramos, H. e Almeida, A. B. (2000). "*Modelação computacional de tomadas de água do tipo tirolês e estruturas de controlo de caudal*", Recursos Hídricos, vol. 21.
- Righetti, M. e Lanzoni, S. (2008). "*Experimental Study of the Flow Fields over Bottom Intake Racks*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 134.
- Santos, João Alfredo. (2006). "*Modelação Física em Hidráulica Marinha*", Slides de aula, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Sarkardeh, H.; Zarrati, A. R. e Roshan, R. (2010). "*Effect of intake head wall and trash rack on vortices*", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 48.
- Silva, S. (2012). "*Estudo numérico-experimental da tomada de água da barragem de Foz Tua*" Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Voulgaris, G. e Trownbridge, J. H. (1998). "*Evaluation of the acoustic Doppler velocimeter (ADV) for Turbulence Measurements*", Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, vol. 15.
- Werth, D. e Frizzell, C. (2009). "*Minimum pump submergence to prevent surface vortex formation*", Journal of Hydraulic Research, vol. 47.
- Yalin, M. S. (1971). Theory of Hydraulic Models. London, Reino Unido, MacMillan Press.
- Yildirim, N., e Kocabas, F. (1995). "*Critical submergence for intakes in open channel flow*", Journal of the Hydraulics Division, vol. 121.
- Yildirim, N., e Kocabas, F. (1998). "*Critical submergence in still water reservoir*", Journal of the Hydraulics Division, vol. 124.

\* - referência não consultada diretamente



## **Anexo1**





# Semelhança de escalas

---

## Protótipo

Caudal de turbinamento,  $Q_{turb}=200\text{m}^3/\text{s}$

Caudal de bombagem,  $Q_{bomb}=160\text{ m}^3/\text{s}$

Largura total da secção de entrada da restituição,  $l_R=18\text{m}$

Altura da secção de entrada da restituição,  $h_R=12\text{m}$

Área total da secção da entrada da restituição,  $A_T=216\text{m}^2$

$$A_T = l_R \cdot h_R = 18 \cdot 12 \Leftrightarrow A_T = 216\text{ m}^2 \quad (\text{A1})$$

Velocidade média total mínima na entrada da restituição,  $u_{Rm}=0,74\text{m/s}$

$$Q = A \cdot u \Leftrightarrow u = \frac{Q_{bomb}}{A_T} = \frac{160}{216} \Leftrightarrow u_{Rm} = 0,74\text{ m/s} \quad (\text{A2})$$

Número de Reynolds mínimo,  $R_e=1,3 \times 10^7$

$$R_e = \frac{u \cdot l}{\nu} \Leftrightarrow R_e = \frac{0,74 \cdot 18}{1,01 \cdot 10^{-6}} \Leftrightarrow R_e = 1,3 \cdot 10^7 \quad (\text{A3})$$

## Modelo

Para calcular a escala a utilizar é necessário, em primeiro lugar, definir a escala geométrica:

$$\frac{L_p}{L_m} = L_R = \lambda \quad (\text{A4})$$

onde,

$L_p$  - comprimento no protótipo;

$L_m$  - comprimento no modelo;

$L_R$  - relação entre o comprimento no protótipo e o respetivo comprimento no modelo;

$\lambda$  - escala de comprimentos.

Como o escoamento é turbulento a lei de semelhança a adotar é a de Froude, onde se tem:

$$F_R^p = F_R^m \quad (\text{A5})$$

$$F_R = \frac{U}{\sqrt{g \cdot L}} \quad (A6)$$

$$\frac{U_p}{\sqrt{g \cdot L_p}} = \frac{U_m}{\sqrt{g \cdot L_m}} \quad (A7)$$

Através da igualdade do número de Froude no protótipo e no modelo pode-se calcular a escala de velocidades a adotar, em relação à escala de comprimentos:

$$\frac{U_p}{U_m} = \frac{\sqrt{g \cdot L_p}}{\sqrt{g \cdot L_m}} \Leftrightarrow V_R = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \Leftrightarrow \mathbf{U_R} = \lambda^{1/2} \quad (A8)$$

Da mesma forma pode-se calcular as seguintes escalas a adotar:

Escala de áreas

$$A = L^2 \quad (A9)$$

$$\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} \Leftrightarrow \mathbf{A_R} = \lambda^2 \quad (A10)$$

Escala de caudais

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_p \cdot A_p}{V_m \cdot A_m} \Leftrightarrow Q_R = V_R \cdot A_R \Leftrightarrow Q_R = \lambda^{1/2} \cdot \lambda^2 \Leftrightarrow \mathbf{Q_R} = \lambda^{5/2} \quad (A11)$$

## **Anexo 2**



Tabela 16 - Resultados da análise realizada com base no estudo de Ho *et al.* (2010).

Q (m <sup>3</sup> /s)	h (m)	$\tau_0$ (N/m <sup>2</sup> )	$\tau$ (-)	u* (m/s)	R <sub>e</sub> (-)	3° (-)	X <sub>cr</sub> (-)	Y <sub>cr</sub> (-)	$\tau_c^*$ (-)	$\tau - \tau_c^*$
<b>Protótipo</b>										
Q <sub>df</sub> =140	9,64	2949,8	272,12	1,72	1445,43	27,71	16	0,032	0,347	271,777
Q <sub>20anos</sub> =1100	6,60	2019,6	186,31	1,42	1196,00	27,71	16,00	0,03	0,35	185,96
Q <sub>100anos</sub> =2170	1,89	578,3	53,35	0,76	640,01	27,71	16,00	0,03	0,35	53,01
<b>Conversão geométrica</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,16	50,5	272,12	0,22	3,23	0,06	1,25	0,09	0,02	272,11
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,11	34,6	186,31	0,19	2,68	0,06	1,25	0,09	0,02	186,29
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,03	9,9	53,35	0,10	1,43	0,06	1,25	0,09	0,02	53,34
<b>Carvão fragmentado</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,03	10,4	18,78	0,10	22,68	1,65	1,50	0,08	0,04	18,74
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,13	40,9	74,12	0,20	45,05	1,65	1,50	0,08	0,04	74,08
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,21	64,2	116,37	0,25	56,45	1,65	1,50	0,08	0,04	116,33
<b>Areia média</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,16	50,5	15,83	0,22	55,61	4,42	2,90	0,05	0,15	15,68
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,11	34,6	10,84	0,19	46,01	4,42	2,90	0,05	0,15	10,69
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,03	9,9	3,10	0,10	24,62	4,42	2,90	0,05	0,15	2,96
<b>Baquelite</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,03	10,4	3,10	0,10	94,74	17,00	10,10	0,03	0,10	3,00
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,13	40,9	12,25	0,20	188,23	17,00	10,10	0,03	0,10	12,15
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,21	64,2	19,24	0,25	235,85	17,00	10,10	0,03	0,10	19,13
<b>Casca-de-noz</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,25	75,9	13,45	0,28	450,10	38,81	22,00	0,03	0,19	13,26
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,13	40,9	7,25	0,20	330,40	38,81	22,00	0,03	0,19	7,06
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,21	64,2	11,38	0,25	413,99	38,81	22,00	0,03	0,19	11,19
<b>Pedra-pomes</b>										
Q <sub>df</sub> =140	0,03	10,4	1,48	0,10	163,28	42,41	26,50	0,03	0,24	1,24
Q <sub>20anos</sub> =1100	0,13	40,9	5,85	0,20	324,39	42,41	26,50	0,03	0,24	5,61
Q <sub>100anos</sub> =2170	0,21	64,2	9,18	0,25	406,46	42,41	26,50	0,03	0,24	8,95